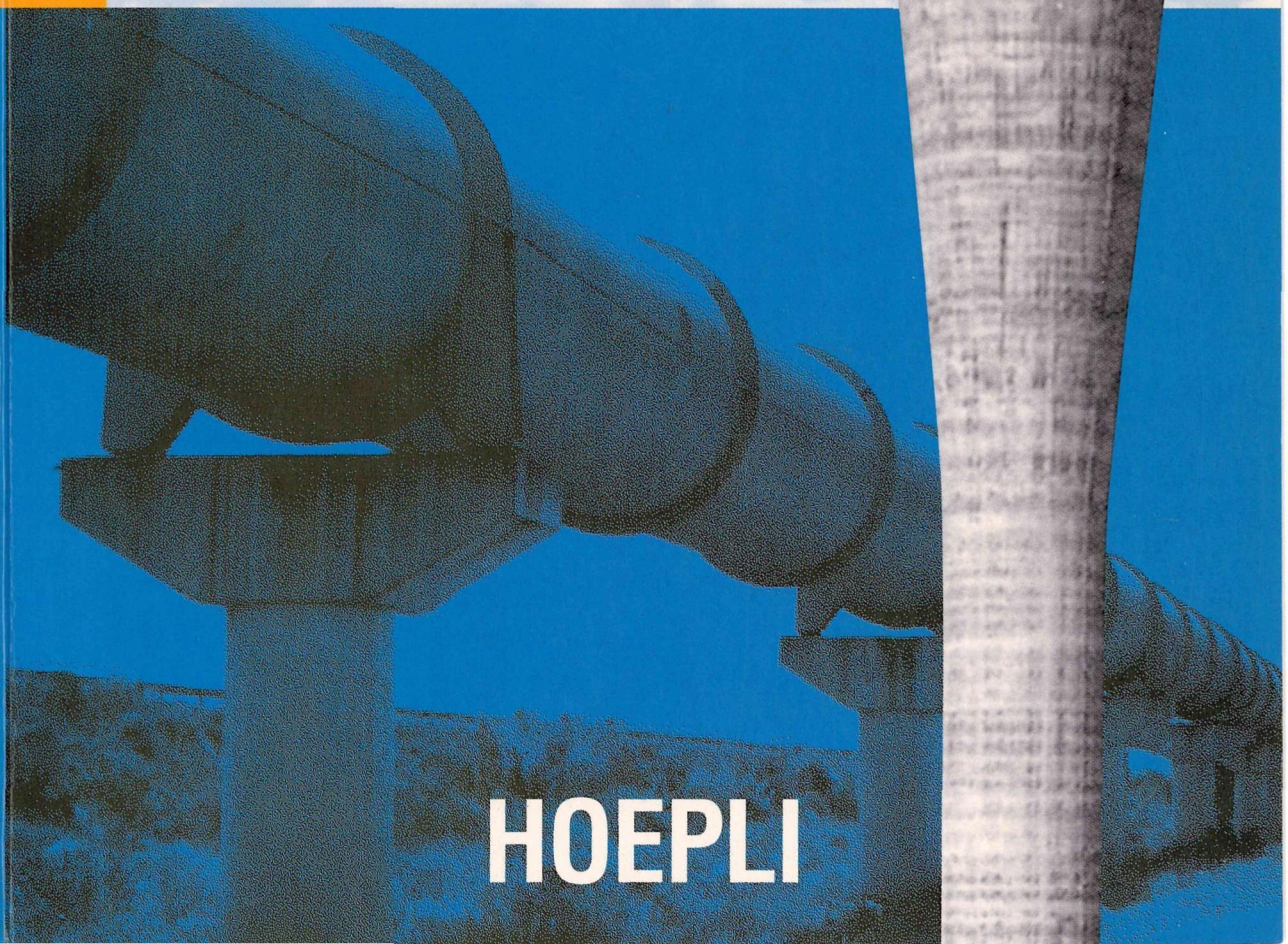
VALERIO MILANO

ACQUEDOTTI

Guida alla progettazione



HOEPLI

ACQUEDOTTI

A 28842486
ACQUEDOTTI
ED. NOVITA'
V. MILANO
HOEPLI
MILANO
S 000001072

VALERIO MILANO

ACQUEDOTTI

Guida alla progettazione

EDITORE ULRICO HOEPLI MILANO

Copyright © Ulrico Hoepli Editore S.p.A. 1996
Via Hoepli 5, 20121 Milano (Italy)

Tutti i diritti sono riservati a norma di legge
e a norma delle convenzioni internazionali

ISBN 88-203-2292-7

Ristampa:
4 3 2 1 0 1996 1997 1998 1999 2000

Copertina realizzata da Design in Progress, Milano

Stampato da Legoprint S.r.l., Trento

Printed in Italy

Indice

Prefazione

1 I fabbisogni idropotabili 1

1.1 Generalità sugli acquedotti 1
1.2 Generalità sulla domanda idropotabile 1
1.3 I fabbisogni idrici di un centro abitato 2
1.3.1 I vari tipi di utenze 2
1.3.2 Le perdite e gli sprechi d'acqua 2
1.3.3 I fabbisogni idrici delle varie utenze 3
1.3.4 La dotazione idrica per abitante 7
1.4 La previsione della popolazione futura 11
1.4.1 La legge di crescita aritmetica 12
1.4.2 La legge dell'interesse composto 13
1.4.3 La legge di crescita geometrica 14
1.4.4 La legge di crescita logistica 15
1.5 Fabbisogni idrici della popolazione non residente 18
1.6 Le variazioni di consumo 19
1.6.1 Le variazioni di consumo nell'arco dell'anno 19
1.6.2 Le variazioni di consumo nel corso del mese 20
1.6.3 Le variazioni di consumo nell'arco del giorno 21
1.6.4 Considerazioni sulle variazioni di consumo 23
1.7 Capacità di compenso dei serbatoi e delle vasche di accumulo in genere 25
1.7.1 Capacità di compenso dei serbatoi urbani 26
1.8 Dati riassuntivi relativi ai consumi e alla capacità di compenso dei serbatoi 30
Bibliografia 32

2 La qualità delle acque per uso potabile 35

2.1 Generalità 35
2.2 Caratteri fisici e organolettici 35
2.3 Caratteristiche chimiche 37
2.4 Le sostanze organiche contenute nell'acqua 40
2.5 Le sostanze tossiche 40
2.6 Le sostanze radioattive 41
2.7 L'aggressività dell'acqua 42

2.8 Caratteri batteriologici 42
2.9 Giudizio di potabilità di un'acqua 44
2.10 Le fonti di approvvigionamento 45
2.10.1 Le acque meteoriche 45
2.10.2 Le acque superficiali 46
2.10.3 Le acque sotterranee 46
2.11 Norme di carattere igienico per la derivazione, il trasporto e la distribuzione dell'acqua potabile 47
2.12 Gli standard delle acque potabili 48
2.13 Cenni sulla potabilizzazione delle acque 55
2.13.1 Generalità 55
2.13.2 I vari tipi di trattamento delle acque 57
2.14 Trattamenti fisici 58
2.15 Trattamenti chimici 60
2.16 Altri trattamenti 60
Bibliografia 64

3 Le acque di approvvigionamento per uso potabile e le opere di captazione 65

3.1 Le fonti convenzionali di approvvigionamento idrico 65
3.2 Le acque sotterranee 65
3.3 Le sorgenti 65
3.3.1 La classificazione delle sorgenti 66
3.3.2 Lo studio delle sorgenti 69
3.3.3 Opere di presa delle sorgenti 70
3.4 Le acque di falda 79
3.4.1 La presenza dell'acqua nel sottosuolo 79
3.4.2 L'infiltrazione dell'acqua nel suolo 80
3.4.3 L'alimentazione e lo scarico delle falde 83
3.4.4 Il bilancio idrologico 86
3.4.5 La ricarica delle falde idriche 87
3.4.6 I prelievi d'acqua dalle falde 88
3.4.7 Brevi richiami sui moti di filtrazione 89
3.4.8 Studi e indagini per l'utilizzazione delle falde 95
3.5 Prese dalla falda superficiale 99
3.5.1 Le gallerie filtranti 100
3.5.2 Pozzi ordinari 100
3.6 Prese da falde profonde 103
3.7 La tecnica di perforazione a percussione 103
3.8 Le tecniche di perforazione a rotazione 104
3.9 Caratteristiche principali delle tecniche di perforazione descritte 106

3.10 Il completamento dei pozzi e la tubazione di rivestimento definitivo 107
3.11 Penetrazione di un pozzo nell'acquifero e percentuale di parete filtrante 110
3.12 I filtri 113
3.13 I dreni o prefiltri 115
3.14 Lo sviluppo dei pozzi 117
3.15 Riattivazione dei pozzi 120
3.16 Prove di pompaggio dai pozzi 122
3.16.1 Le pompe adoperate 123
3.17 Sistemi di pozzi 126
3.18 Opere di presa da acque superficiali 128
Bibliografia 132

4 Le tubazioni per acquedotto 133

4.1 Premesse 133
4.2 Le normative esistenti 134
4.3 I vari tipi di tubazione 137
4.4 Tubazioni di ghisa 138
4.4.1 I tubi di ghisa sferoidale 139
4.4.2 Rivestimenti dei tubi di ghisa 143
4.4.3 Giunzioni dei tubi di ghisa 144
4.4.4 Pezzi speciali per le tubazioni in ghisa 147
4.4.5 Posa in opera dei tubi in ghisa 147
4.5 Le tubazioni di acciaio 149
4.5.1 Rivestimenti dei tubi d'acciaio 154
4.5.2 Giunti delle tubazioni d'acciaio 155
4.5.3 Pezzi speciali e posa in opera delle tubazioni d'acciaio 157
4.6 La corrosione e la protezione delle tubazioni metalliche 160
4.6.1 Protezione delle condotte d'acciaio dalla corrosione 161
4.6.2 La protezione attiva o catodica 162
4.7 La protezione dalla corrosione dei tubi di ghisa 164
4.8 Le tubazioni cementizie 165
4.8.1 I tubi in cemento armato semplice 166
Esemplificazione numerica 168
4.8.2 I tubi di cemento armato precompresso 168
4.8.3 Tubi di cemento armato con incorporato un tubo metallico molto sottile (tubi Bonna) 169
4.8.4 Giunti dei tubi in c.a., in c.a.p. e dei tubi Bonna 170
4.8.5 Prove per i tubi in c.a. e in c.a.p. 171
4.8.6 Pezzi speciali e posa in opera dei tubi in c.a. e c.a.p. 171
4.8.7 Vantaggi e svantaggi dei tubi in c.a. e c.a.p. 172
4.9 I tubi di cemento amianto 172

4.9.1 Norme per la fabbricazione dei tubi di cemento amianto 175
4.9.2 Giunti e raccordi per le tubazioni di cemento amianto 178
4.10 I tubi di materiale plastico 179
4.11 Tubazioni di policloruro di vinile (PVC) 181
4.11.1 Prove in stabilimento per i tubi di PVC 188
4.11.2 I giunti dei tubi di PVC 189
4.12 Tubi di polietilene a bassa densità (PEBD) 189
4.13 Tubi di polietilene ad alta densità (PEAD) 193
4.13.1 Giunti dei tubi di polietilene ad alta e a bassa densità 195
4.14 Tubi di polipropilene 197
4.15 Tubi di vetroresina (PRFV) 201
4.15.1 Giunti dei tubi di vetroresina 210
4.16 Tubazioni di altri materiali 212
4.17 Calcoli statici delle tubazioni 212
4.17.1 Le azioni sulle tubazioni interrate 212
4.17.2 La teoria di De Saedeleer 222
4.18 Verifica alle massime tensioni ammissibili 230
4.19 Verifica all'ovalizzazione della tubazione 230
4.20 Verifica all'instabilità elastica per depressione interna 234
Esemplificazione numerica 235
Bibliografia 240

5 Dimensionamento delle condotte esterne di adduzione 243

5.1 Formule di validità generale per il calcolo della resistenza al moto delle tubazioni 243
5.2 Formule pratiche 246
5.2.1 Formule del primo tipo (regime assolutamente turbolento) 249
5.2.2 Formule del secondo tipo (regime di transizione) 250
5.2.3 Formule relative ai tubi idraulicamente lisci 252
5.2.4 Le perdite di carico nelle tubazioni in servizio 252
5.3 Dimensionamento economico del sistema condotta adduttrice a gravità-serbatoio di compenso 254
5.4 Problemi di verifica delle reti di adduzione ramificate 258
5.5 Verifica delle reti funzionanti a gravità 259
Esemplificazione numerica 259
5.5.1 Verifica delle reti ramificate di tipo più complesso 261
5.6 Verifica delle condotte a sollevamento meccanico 263
5.7 Caso di più pompe o di più condotte in serie, o in parallelo o in serie-parallelo 265
5.7.1 Determinazione della caratteristica interna $(H - Q)_i$ 265
5.7.2 Pompe in serie 265

5.7.3 Pompe in parallelo 266
5.7.4 Pompe in serie-parallelo 266
5.7.5 Determinazione della caratteristica esterna $(H - Q)_e$ relativa a un sistema di condotte 266
5.7.6 Punto di funzionamento di un sistema costituito da più pompe e da più tronchi di tubazione comunque disposti 268
5.8 Verifica delle reti adduttrici ramificate, con tratti funzionanti a gravità e tratti a sollevamento meccanico 268
Esemplificazione numerica 269
5.9 Problemi di progetto delle reti di adduzione ramificate funzionanti a gravità 271
5.10 Determinazione dell'equazione di economia per una condotta adduttrice costituita da più tratti e priva di derivazioni o con derivazioni di lunghezza trascurabile 272
5.11 Determinazione delle curve e delle equazioni di costo delle tubazioni 276
5.12 Applicazione dell'equazione di economia a una condotta adduttrice priva di derivazioni o con derivazioni di lunghezza trascurabile 278
Esemplificazione numerica 279
5.13 Equazione di economia in un nodo con n condotte in arrivo e m condotte in partenza, di diversi materiali 281
5.14 Determinazione dei diametri per una rete di adduzione ramificata 282
Esemplificazione numerica 283
5.15 Risoluzione analitica dei problemi di progetto delle reti di adduzione a gravità ramificate 285
Esemplificazione numerica 286
5.16 Risoluzione dei problemi di progetto delle reti di adduzione a gravità ramificate di tipo più complesso 288
5.17 Risoluzione analitica diretta per una condotta adduttrice maestra di un unico materiale, con tratti a portata diversa 289
5.18 Soluzione delle reti a gravità aperte adoperando i diametri delle normali serie di produzione 291
5.19 Dimensionamento delle condotte a sollevamento meccanico 293
5.19.1 Determinazione della pendenza piezometrica di massima economia delle condotte a sollevamento meccanico 297
5.20 Dimensionamento economico del sistema condotta adduttrice a sollevamento meccanico-serbatoio di compenso 298
5.21 Opportunità di inserire degli impianti di sollevamento o di produzione di energia in condotte che potrebbero funzionare a gravità 301
5.22 Problemi di progetto delle reti di adduzione ramificate, quando sono presenti in alcuni tratti impianti di sollevamento meccanico o di produzione di energia 306
1° Esempio numerico 307
2° Esempio numerico 310

5.23 Problemi di economia globale del complesso costituito da reti di adduzione ramificate e dai serbatoio di compenso 313
5.24 Adattamenti delle soluzioni economiche determinate alle realizzazioni pratiche 314
Bibliografia 315

6 Apparecchiature installate lungo le tubazioni 317

6.1 Premesse 317
6.2 La presenza dell'aria nelle condotte in pressione 317
6.3 Gli sfiati e gli scarichi 320
6.4 Le bocche di introduzione 328
6.5 Le valvole riduttrici o regolatrici di pressione 329
6.5.1 I vari tipi di valvole riduttrici 334
6.6 Le valvole di intercettazione e di regolazione 339
6.6.1 Le valvole a saracinesca 339
6.6.2 Le valvole a farfalla 342
6.6.3 Le valvole di regolazione a fuso 343
6.7 Altri tipi di valvole e di apparecchiature speciali 344
6.7.1 Le valvole di ritegno (o unidirezionali o di non ritorno) 344
6.7.2 Le valvole di fondo 347
6.7.3 Le valvole di efflusso a galleggiante 347
6.7.4 I filtri di presa 348
6.7.5 Le valvole automatiche di interruzione del flusso 349
6.7.6 Le valvole limitatrici di portata 349
6.7.7 Altri tipi di valvole; le valvole plurifunzione 349
6.8 I misuratori di portata 349
6.9 I misuratori a pressione differenziale 350
6.9.1 I venturimetri 350
6.9.2 I diaframmi e i boccagli 353
6.10 I misuratori di portata elettromagnetici 356
6.11 I contatori 356
6.12 Altri strumenti di misura 356
6.13 I giunti di dilatazione e di smontaggio 357
6.14 I giunti a flange universali 359
6.15 I pozzetti 360
6.16 Le derivazioni e i partitori in pressione e a pelo libero 361
6.16.1 I partitori in pressione 361
6.16.2 I partitori a pelo libero 362
6.17 I nodi in cui convergono più tubazioni 367
Bibliografia 368

7 Problemi di progetto delle condotte di adduzione e criteri di scelta del tracciato 371

7.1 Indicazioni preliminari per la scelta del tracciato 371
7.2 Il progetto di massima e il progetto esecutivo 378
7.3 La scelta dei tipi di tubazione 380
7.4 La posa in opera delle tubazioni 383
7.4.1 Posa in opera in trincea 383
7.4.2 Prove in corso d'opera e di collaudo 386
7.4.3 Altri tipi di posa in opera 387
7.5 Il riscaldamento dell'acqua nelle tubazioni interrate 389
7.5.1 Regime termico nel terreno al variare della profondità 389
7.5.2 Scambio termico tra l'acqua contenuta nella tubazione e il terreno circostante 391
Esemplificazione numerica 393
7.5.3 Tubazioni con bassa conduttività termica ed elevato spessore 393
Bibliografia 395

8 Le opere d'arte degli acquedotti 397

8.1 Premesse 397
8.2 Gli attraversamenti 397
8.3 Attraversamenti di corsi d'acqua e canali in genere 397
8.3.1 Attraversamenti subacquei 397
8.3.2 Attraversamenti aerei 402
8.4 Attraversamenti stradali 408
8.5 Attraversamenti di linee ferroviarie 411
8.5.1 Attraversamenti interrati 411
8.5.2 Attraversamenti superiori 412
8.5.3 Attraversamenti inferiori 413
8.5.4 Attraversamenti in cunicolo 414
8.5.5 Parallelismi 415
8.5.6 Caratteristiche tecniche e sistemi di prova delle condotte in opera 415
8.5.7 Tubo di protezione 415
8.6 Attraversamenti di terreni franosi o paludosi 416
Bibliografia 417

9 Gli ancoraggi e le murature di contrasto delle tubazioni 419

9.1 Premesse 419
9.2 Blocchi di ancoraggio per le tubazioni interrate 419
9.2.1 Curve che si trovano su un piano orizzontale 421

9.2.2 Curve che si trovano su un piano verticale 424
9.2.3 Curve con deviazioni plano-altimetriche 428
9.2.4 Spinte in corrispondenza di altri punti singolari e di apparecchiature speciali 430
9.2.5 Estremità delle tubazioni 430
9.2.6 Variazioni di diametro 431
9.2.7 Diramazioni 432
9.2.8 Valvole riduttrici o regolatrici dei carichi 433
9.2.9 Nodo generico 433
9.2.10 Ancoraggi dei tratti rettilinei delle tubazioni interrate a forte pendenza 435
9.3 Blocchi di ancoraggio per posa in opera in cunicolo o in galleria 436
9.3.1 Tubazione munita di giunti di dilatazione 437
9.3.2 Tubazione priva di giunti di dilatazione 440
9.3.3 Tubazione rettilinea con forte pendenza posata in cunicolo 442
9.4 Collegamenti tra tubazioni e blocchi di ancoraggio 442
Bibliografia 446

10 I fenomeni di moto vario e gli impianti di sollevamento 447

10.1 Premesse 447
10.2 Colpo d'ariete nelle condotte a gravità 448
10.2.1 Manovre di chiusura 449
10.2.2 Manovre di apertura 452
10.2.3 La formula di Micheaud 453
10.2.4 Massime oscillazioni di carico lungo la tubazione 455
10.2.5 Altri problemi inerenti il colpo d'ariete nelle condotte a gravità 455
10.2.6 Contenimento delle massime sovrappressioni da colpo d'ariete nelle condotte a gravità entro limiti prefissati 455
Esemplificazione numerica 455
10.3 Il colpo d'ariete nelle condotte a sollevamento meccanico 456
Esemplificazione 458
10.4 Dispositivi di attenuazione del colpo d'ariete nelle condotte a sollevamento 458
10.4.1 Le camere d'aria 458
Esemplificazione numerica 466
10.4.2 I volani 466
Esemplificazione numerica 469
10.5 Generalità sugli impianti di sollevamento 470
10.6 Scelta del tipo di pompa 471
10.7 Determinazione della massima altezza di aspirazione di una pompa 479
10.8 Tubazioni e apparecchiature idrauliche 481
Bibliografia 482

11 Le reti di distribuzione urbana 485

11.1 Premesse 485
11.2 I vari tipi di rete di distribuzione 485
11.3 Caratteristiche generali delle reti di distribuzione 489
11.4 Classificazione e diametri delle tubazioni 491
11.5 Suddivisione del centro abitato in zone servite da reti indipendenti 493
11.6 Le condizioni di servizio da rispettare 496
11.7 Tipi di tubazione delle reti di distribuzione 501
11.8 Determinazione della portata equivalente di una tubazione, in base alle condizioni di erogazione 501
11.9 Le reti di distribuzione di tipo aperto o ramificato 505
11.10 Problemi di progetto delle reti di tipo aperto o ramificate 506
11.10.1 Progetto delle reti ramificate alimentate da un solo estremo 507
Esemplificazione numerica 507
11.10.2 Progetto delle reti ramificate con alimentazione dalle due estremità 510
11.10.3 Dimensionamento di massima delle reti alimentate dalle due estremità 510
11.10.4 Progetto delle reti ad arteria alimentate dalle due estremità, considerando anche le condotte secondarie 513
11.11 Problemi di verifica delle reti ramificate 517
11.12 Problemi di verifica delle reti ramificate alimentate da un solo estremo (reti con serbatoio di testata) 518
11.12.1 Verifica nel caso in cui si può alimentare la rete con la portata massima richiesta 518
Esemplificazione numerica 519
11.12.2 Verifica nel caso in cui non si può alimentare la rete con la portata Q_h 522
11.13 Verifica delle reti ramificate alimentate dai due lati 525
11.13.1 Verifica nel caso in cui è possibile alimentare la rete con la portata Q_h 525
11.13.2 Verifica nel caso in cui non è possibile alimentare la rete con la portata Q_h 527
Esemplificazione numerica 528
11.14 Reti di tipo misto aventi una sola maglia (reti ad anello principale) 531
Esemplificazione numerica 535
11.15 Progetto delle reti ad anello principale nel caso di serbatoio posto a notevole distanza dal centro urbano 537
11.16 Verifica delle reti ad anello principale 539
11.17 Le reti a maglie multiple e di tipo misto 539
11.18 Problemi di verifica per le reti di tipo chiuso 542
11.18.1 Il metodo del bilanciamento dei carichi di H. Cross 543

11.18.2 Il metodo del bilanciamento delle portate di H. Cross 545
Esemplificazione numerica 547
11.19 Problemi di verifica per le reti di tipo misto 549
11.20 Problemi di verifica per le reti di tipo chiuso o misto, con tratti che fanno servizio lungo il percorso 551
11.21 Problemi di progetto per le reti di tipo chiuso e di tipo misto 552
11.21.1 Metodi di risoluzione 553
11.21.2 Metodi di risoluzione mediante successive verifiche 555
11.21.3 Metodi di risoluzione mediante l'introduzione di vincoli idraulici che rendono determinato il problema 556
11.21.4 Ricerca di una soluzione non molto discosta da quella più economica 557
11.22 Estensione dei metodi di risoluzione esposti alle reti di tipo misto 559
Esemplificazione numerica 560
11.23 Schematizzazione delle reti di tipo chiuso e di tipo misto come reti con anello principale 565
11.24 Altri tipi di reti di distribuzione 566
11.25 Apparecchiature ed esercizio delle reti di distribuzione 568
11.25.1 Le prese per le utenze 569
11.25.2 Gli idranti antincendio 571
Bibliografia 571

12 I serbatoi 575

12.1 Generalità sui serbatoi 575
12.2 I serbatoi urbani 576
12.3 La capacità dei serbatoi 577
12.3.1 La capacità di compenso 578
12.3.2 La capacità di riserva 579
12.3.3 La capacità per il servizio antincendio 580
12.3.4 La capacità complessiva dei serbatoi 582
12.4 Tipologie e particolari costruttivi dei serbatoi 583
12.5 Le canere di manovra e l'equipaggiamento idraulico 586
12.5.1 La tubazione di alimentazione 586
12.5.2 La tubazione di presa 588
12.5.3 Sfioratori di superficie 590
12.5.4 Lo scarico di fondo 591
12.5.5 Apparecchiature di misura e controllo 592
12.6 I serbatoi interrati e seminterrati 593
12.7 I serbatoi pensili 607
Bibliografia 612

13 I sistemi di telecontrollo e la riabilitazione delle reti 613

13.1 I sistemi di telecontrollo degli impianti idrici 613
13.2 Le perdite degli acquedotti 615
13.3 Metodi adottati per contenere le perdite 617
13.4 Ricerca dei punti in cui si verificano le perdite 618
13.4.1 Metodo dell'analisi dei consumi 619
13.4.2 Localizzazione puntuale delle perdite 620
13.5 La riabilitazione delle tubazioni 622
13.6 Test per conoscere lo stato di conservazione delle tubazioni 622
13.7 Sistemi di pulizia 623
13.8 Sistemi di riabilitazione 623
13.8.1 Sistemi di ripristino del rivestimento interno 624
13.8.2 Interventi di riabilitazione completa 624
13.8.3 Rivestimento con guaine aderenti alla parete del tubo (inverted pipe lining) 625
13.8.4 Rivestimento con guaine senza adesivo 625
13.8.5 Inserimento di una nuova tubazione all'interno di quella da riabilitare (sliplining) 625
13.9 Interventi di sostituzione delle vecchie tubazioni senza effettuare scavi a cielo aperto 626
13.10 La riabilitazione dei giunti 627
Bibliografia 628

Appendice 631

PREFAZIONE

L'acqua ha da sempre costituito un elemento essenziale del territorio e del sistema ambientale ed è un bene insostituibile per lo sviluppo delle varie attività umane e per il miglioramento della qualità della vita.

Fra i vari usi dell'acqua, quello destinato al consumo umano è senz'altro di vitale importanza, come dimostra il notevole impegno profuso dagli uomini delle più remote civiltà nella realizzazione di opere finalizzate al trasporto e alla distribuzione di acqua potabile anche molto complesse, opere di cui alcuni esempi restano ancora oggi.

Gli acquedotti costituiscono perciò uno degli argomenti più importanti delle costruzioni idrauliche, che ha attirato sempre più l'attenzione degli studiosi e dei tecnici, per effetto dei quantitativi d'acqua via via maggiori richiesti dall'uomo per soddisfare le proprie esigenze e delle conseguenti difficoltà a reperire nuove risorse idriche, atte ad assicurare acqua di idonee caratteristiche. Il problema è stato aggravato dal fatto che le carenze d'acqua per uso potabile, soprattutto negli ultimi decenni, si sono accentuate a causa del peggioramento della qualità delle risorse, dovuto proprio a quei fattori che hanno dato origine a richieste idriche sempre più elevate (miglioramento del tenore di vita, aumento demografico, sviluppo delle attività umane).

Si è quindi capito che l'acqua di buona qualità è un bene di disponibilità tutt'altro che illimitata, per cui sono indispensabili un suo uso razionale, con il contenimento delle perdite e degli sprechi, e l'adozione di provvedimenti e di interventi necessari per la salvaguardia delle risorse idriche dall'inquinamento.

L'importanza dell'argomento e la scarsa disponibilità di testi mi hanno spinto a scrivere questo volume sugli acquedotti, che potrà suscitare l'interesse, oltre che degli studenti di Ingegneria Civile, soprattutto dell'indirizzo "Idraulica", anche dei professionisti, degli studiosi e di tutti coloro che operano nel settore.

Sono analizzati più in dettaglio gli argomenti relativi alle opere di presa, di trasporto, di accumulo e di distribuzione dell'acqua, mentre vengono trattate più sinteticamente le opere di potabilizzazione e in genere le tecniche finalizzate a correggere le caratteristiche dell'acqua stessa.

In particolare la trattazione si sofferma più a fondo sui criteri di progettazione e sui problemi relativi alla realizzazione delle opere, mentre risulta meno dettagliata sugli aspetti gestionali, di notevole interesse per gli importanti sistemi acquedottistici.

Per rendere il testo di agevole comprensione, la trattazione matematica, pur rigorosa, è stata limitata all'indispensabile, facendo uso di algoritmi molto semplici e non tralasciando i passaggi più importanti che consentono di giungere alle formulazioni finali.

Per chiarire meglio gli argomenti trattati e per far cogliere con immediatezza al lettore gli aspetti pratici e applicativi, il testo è stato arricchito di varie esemplificazioni numeriche, soprattutto nel capitolo 5 (Le opere di adduzione esterna) e nel capitolo 11 (Le reti di distribuzione urbana). La risoluzione dei problemi numerici è stata affrontata senza l'ausilio del calcolo automatico, proprio per consentire al lettore di seguire passo passo gli sviluppi successivi che conducono alla soluzione. A tal fine, per i problemi non risolvibili per via diretta, sono state riportate anche le successive iterazioni di calcolo. A chi ha acquisito un'adeguata conoscenza della materia, non risulterà difficile far uso delle più moderne tecniche di calcolo, peraltro indispensabili per la risoluzione dei problemi più complessi.

Il sistema di unità di misura generalmente adottato è quello internazionale SI (o MKS); in alcuni casi si è però fatto uso anche del sistema tecnico, per motivi pratici e per snellezza di esposizione. Ciò è accaduto quasi esclusivamente nel Capitolo 5, nel quale si fa frequente riferimento alle Norme UNI, che molto spesso adoperano il sistema tecnico.

Desidero ringraziare l'Editore per aver voluto la pubblicazione di quest'opera, Maurizio Venutelli che ha curato la compilazione del testo, Cristina Barbuti e Antonio Cecchi, che hanno collaborato alla realizzazione delle tabelle e delle figure.

VALERIO MILANO

1

I FABBISOGNI IDROPOTABILI

1.1 Generalità sugli acquedotti

Col termine acquedotto si intende quel complesso di opere necessarie per la captazione, il trasporto, l'accumulo e la distribuzione dell'acqua per usi pubblici, privati, industriali ecc.

A seconda della natura delle acque utilizzate (acque sotterranee di sorgente o di falda, acque superficiali) e della fonte di approvvigionamento, la captazione viene realizzata mediante opere di tipo diverso; il trasporto dell'acqua viene effettuato mediante condotte in pressione o, molto più raramente, mediante canali a pelo libero con sezioni di tipo chiuso, per evitare contatti dell'acqua con l'ambiente esterno; la distribuzione viene effettuata a mezzo di condotte in pressione e l'accumulo mediante serbatoi. Alle condotte di distribuzione sono allacciate le varie utenze. Accanto a questi componenti fondamentali sono a volte presenti altre opere di grande importanza, quali, per esempio, gli impianti di potabilizzazione e gli impianti di sollevamento.

A seconda del tipo di utenti, gli acquedotti si distinguono in civili, industriali, rurali ecc. In genere, al termine acquedotto viene associato quello della potabilità dell'acqua; in effetti, solo per pochi usi, che richiedono quantitativi d'acqua piuttosto limitati, è necessario il requisito della potabilità, mentre, per molti usi pubblici, industriali, rurali ecc., è possibile l'impiego anche di acque non potabili.

Nella pratica, per l'approvvigionamento idrico dei centri abitati non risulta in genere economicamente conveniente realizzare due distinti acquedotti, separando le utenze che necessitano di acqua con caratteristiche di potabilità da quelli che potrebbero utilizzare anche acque non potabili, per cui tutti i fabbisogni vengono soddisfatti con acqua potabile. Quando invece occorre servire degli insediamenti industriali o artigianali ben separati dal tessuto urbano, è possibile realizzare appositi acquedotti che distribuiscono acque non strettamente potabili, che sono molto più facilmente reperibili. Ciò è importante, in quanto in Italia la richiesta idrica industriale è pari all'incirca al doppio di quella relativa agli usi civili.

1.2 Generalità sulla domanda idropotabile

Nella progettazione di un acquedotto risulta di estrema importanza la determinazione dei quantitativi d'acqua necessari per soddisfare la domanda idrica che si avrà dopo un periodo di 30–40 anni, che rappresenta la durata tecnico-economica delle opere da realizzare. Tale periodo è in effetti di difficile valutazione e risulta

certamente molto diverso per le varie parti che costituiscono l'acquedotto (serbatoi e opere murarie in genere, condotte, macchinari degli impianti di sollevamento ecc.); l'assumerlo perciò pari a 30–40 anni non esclude che alcune delle opere dell'acquedotto possano avere una vita ben più lunga, significa semplicemente che l'acquedotto stesso deve avere una buona funzionalità per tale durata, soddisfacendo la richiesta idrica senza rilevanti interventi di ristrutturazione o di potenziamento, ma solo con la normale manutenzione su alcune delle parti.

Tenendo conto dei tempi che intercorrono tra il momento della progettazione e quello della completa realizzazione dell'opera, appare opportuno, in fase di progetto, effettuare la stima della domanda idropotabile proiettata a circa 40 anni di distanza, anche se una stima di questo tipo presenta per forza di cose notevole incertezza.

La previsione dei fabbisogni idrici futuri comporta due fasi di lavoro: la prima relativa alla valutazione del fabbisogno medio annuo per persona (dotazione idrica pro capite) e la seconda inerente alla stima della popolazione che dovrà essere servita in futuro.

1.3 I fabbisogni idrici di un centro abitato

I fabbisogni idrici di un centro abitato dipendono dalle utenze servite dall'acquedotto civico.

1.3.1 I vari tipi di utenze

Le utenze possono distinguersi nelle seguenti categorie:

– *utenze delle abitazioni private:* usi domestici dell'acqua (alimentazione, cucina, pulizia personale, lavaggio biancheria, pulizia della casa ecc.) e altri usi, quali innaffiamento di piante ornamentali e di giardini privati, lavaggio auto, lavaggio locali e spazi condominiali, piscine private o condominiali ecc.;

– *utenze di edifici pubblici e di istituti collettivi pubblici e privati:* scuole, ospedali, ospizi, banche, cliniche, macelli pubblici, caserme, prigioni, istituti religiosi, orfanotrofi, uffici pubblici e privati, autorimesse ecc.;

– *utenze per servizi pubblici vari:* lavaggio e innaffiamento strade, lavaggio fogne, servizio antincendio, impianti ferroviari, impianti portuali, mercati, mattatoi, impianti sportivi, innaffiamento verde pubblico, fontane pubbliche, servizi igienici pubblici, lavaggio serbatoi e rete di distribuzione acquedotto ecc.;

– *utenze commerciali e turistiche:* alberghi, pensioni, camping, ristoranti, bar, self-service, negozi, esercizi commerciali in genere;

– *utenze artigianali e industriali:* piccole industrie e attività artigianali inserite nel tessuto urbano e servite dall'acquedotto civico (lavanderie, officine meccaniche, lavaggi auto, stazioni di servizio, piccole industrie alimentari, laboratori vari), con consumi sia per uso domestico degli addetti che per i processi di lavorazione, raffredamento ecc.

1.3.2 Le perdite e gli sprechi d'acqua

Ai consumi idrici delle utenze sopra indicate vanno aggiunti quelli dovuti alle perdite e agli sprechi d'acqua. Le perdite possono verificarsi nelle condotte della rete di distribuzione urbana per rotture, guasti e difetti di tenuta dei giunti e nelle

varie utenze per guasti e difetti degli apparecchi di erogazione. Gli sprechi sono dovuti a usi impropri dell'acqua da parte degli utenti.

Le perdite e gli sprechi oscillano, in genere, tra il 10% e il 25% dei fabbisogni totali, a seconda dello stato di conservazione delle condotte, della tempestività di rilevamento e di riparazione dei guasti, dell'efficienza della manutenzione delle condotte stesse. Per reti di distribuzione urbana assai vetuste le perdite possono risultare anche molto maggiori del 25%; queste situazioni non sono però da prendere in esame in sede né di progettazione di nuovi acquedotti, né di adeguamento di acquedotti esistenti, perché, quando si raggiungono perdite così elevate, sono senz'altro da prevedere o la sostituzione o radicali interventi di riabilitazione delle tubazioni, data la carenza di disponibilità di acqua per uso potabile, che non può quindi essere inutilmente sprecata.

Da un'indagine specifica effettuata nel 1968 in 13 centri abitati italiani di popolazione variabile da oltre 100 000 a meno di 5000 abitanti sono risultati valori globali di perdite e sprechi d'acqua variabili tra il 9% e il 29% dei fabbisogni, con un valore medio del 19%, mentre da analoghe indagini effettuate nella Repubblica federale tedesca nel 1961 e nel 1967, anche su centri abitati molto importanti, si è dedotto che le perdite e gli sprechi variavano dal 6% al 19% del fabbisogno, con valori medi del 14% circa. Da un'indagine dell'ISTAT del 1987 risulta che, a livello nazionale, le perdite d'acqua negli acquedotti civili sono mediamente del 27%, con punte fino al 46% e ciò sta a indicare lo stato di vetustà in cui si trovano in genere le tubazioni.

Le perdite nelle condotte di adduzione dell'acqua dalle opere di presa ai centri urbani sono generalmente contenute entro valori modesti (5% al massimo), a meno di vetustà e scarsa manutenzione delle condotte stesse; per queste situazioni vale quanto già detto a proposito delle reti di distribuzione. Nei casi in cui le acque necessitano di un trattamento di potabilizzazione, occorre mettere in conto le perdite che si hanno durante l'esercizio degli impianti, oscillanti generalmente tra il 5% e il 10% del volume d'acqua grezza trattata.

Si noti che generalmente le perdite vengono valutate come differenza tra i volumi d'acqua derivati dalle opere di presa e quelli contabilizzati e fatturati alle varie utenze; così facendo si misurano in effetti perdite apparenti e non reali e ciò spiega i valori molto elevati che vengono spesso trovati. Per passare dalle perdite apparenti a quelle reali, che si verificano cioè dalle tubazioni per rotture o scarsa tenuta dei giunti, occorre togliere i consumi non contabilizzati delle utenze di edifici pubblici, i consumi per servizi pubblici (pulizia dei serbatoi, lavaggi delle strade, della rete idrica e delle fogne, servizio antincendio), i consumi di eventuali prese abusive, i volumi sfiorati dai serbatoi o perduti per apertura di scarichi ecc.; occorre poi tener conto che i valori delle perdite apparenti risultano influenzati dagli errori di misura dei contatori.

1.3.3 I fabbisogni idrici delle varie utenze

I fabbisogni idrici delle varie utenze dipendono da numerosi fattori, quali, per esempio, il clima, il livello sociale ed economico, gli usi e le abitudini della popolazione, il prezzo dell'acqua ecc.

La stima del fabbisogno idrico risulta perciò di determinazione molto difficile e incerta, anche perché non sempre i dati dei consumi d'acqua dei centri abitati

risultano di valido aiuto. Infatti il fabbisogno idrico non si identifica col consumo: nei centri abitati dove la domanda idrica non è soddisfatta, il consumo risulta inferiore al fabbisogno; nei centri in cui c'è invece abbondanza d'acqua, il consumo risulta superiore al reale fabbisogno, dal momento che l'acqua ha in genere un prezzo politico e sociale, che non disincentiva gli sprechi e gli usi impropri.

Si è infatti detto in precedenza che uno dei fattori da cui dipende il consumo è proprio il prezzo dell'acqua; da indagini effettuate sia in Italia che in America e in Germania, si è riscontrato che a un raddoppio del prezzo unitario corrisponde una riduzione dei consumi addirittura di circa il 40%; una ricerca del 1987 (Bossola) ha confermato, sia pure in misura meno marcata, la tendenza nei paesi europei a una riduzione dei consumi all'aumentare della tariffa dell'acqua, per cui è da ritenere che una corretta politica tariffaria rappresenti un mezzo idoneo a eliminare o ridurre gli usi impropri e gli sprechi di un bene di primaria importanza.

Per consumo assoluto si intende quella parte di acqua utilizzata che non viene scaricata nella fognatura; si tratta quindi dell'acqua che viene incorporata nella sostanza organica, di quella che evapora e di quella dispersa nel sottosuolo. Molte sono le indagini effettuate in Italia e all'estero sui consumi e sui fabbisogni idrici, indagini che hanno condotto a risultati a volte molto diversi fra loro. Nelle tabelle 1.1, 1.2, 1.3, 1.4 e 1.5 sono riportati, per i vari tipi di utenze, i valori medi e, in alcuni casi, anche quelli estremi dei fabbisogni idropotabili e dei consumi assoluti che sembrano più attendibili in Italia; tali fabbisogni sono quelli unitari medi annui e non tengono perciò conto delle oscillazioni mensili, giornaliere e orarie dei consumi di cui si dirà in seguito. Da recenti studi risulta in Lombardia un consumo per uso domestico variabile tra 200-250 l/d x ab., che aumenta notevolmente (circa il 100%) per le abitazioni e gli insediamenti dotati di verde privato che richiedono innaffiamento. Questi consumi risultano superiori ai valori dei fabbisogni domestici indicati nella tabella 1.1, ma ciò può dipendere da varie cause, fra le quali non sono da trascurare, per esempio, gli sprechi e l'uso improprio dell'acqua, che però non vanno presi in considerazione nella stima dei fabbisogni.

È da osservare che solo per la determinazione dei fabbisogni delle abitazioni private, per uso domestico o altri usi, è possibile utilizzare i dati riportati nella tabella 1.1; basta infatti conoscere le percentuali di utenti della città che risiedono in abitazioni popolari, medie e di lusso per dedurre, dai fabbisogni della tabella 1.1, i fabbisogni globali delle abitazioni private del centro abitato.

Per il calcolo dei fabbisogni idrici globali di tutte le altre utenze, i dati riportati nelle tabelle 1.1, 1.2, 1.3, 1.4 e 1.5 risultano, invece, ben difficilmente applicabili, sia per la forte variabilità dei fabbisogni unitari che per le difficoltà, praticamente insormontabili, di acquisire le necessarie informazioni sulle utenze stesse.(1)

Per i fabbisogni idrici industriali esistono enormi difficoltà di valutazione, in quanto le imprese di un medesimo settore operano in modi diversi per la varietà dei processi industriali e per l'influenza delle normative e delle tariffe sui consumi, che a volte spingono verso la scelta di un approvigionamento idrico autonomo.

---

(1) I dati delle suddette tabelle risultano però di fondamentale importanza, sia per valutare la distribuzione della richiesta idrica all'interno del centro abitato che per il dimensionamento delle reti interne di distribuzione di alcune utenze, quali, per esempio, gli ospedali, le caserme ecc.

Tab. 1.1 I fabbisogni idrici delle abitazioni private in litri/giorno per persona per usi domestici e altri usi

USI	FABBISOGNI			CONSUMI ASSOLUTI		
	Abitazioni popolari	Abitazioni medie	Abitazioni di lusso	Abitazioni popolari	Abitazioni medie	Abitazioni di lusso
Usi domestici	75	105	160	7	12	17
Altri usi	30	50	85	7	13	30
Totale	105	165	245	14	25	47
Consumi assoluti in % dei fabbisogni.				**13,30%**	**15,10%**	**19,20%**

Tab. 1.2 Fabbisogni idrici negli edifici pubblici e negli istituti collettivi pubblici e privati

Utenza	Minimo	Medio	Massimo	Consumo assoluto
Ospedali e cliniche (l/d x posto letto)	128	768	1868	15-40
Scuole (l/alunno x giorno di scuola)	20	40	90	6-13
Prigioni (l/d x persona)	60	90	120	
Caserma (l/d x persona)		160		
Comunità religiose, ospizi, orfanotrofi (l/d x persona)	50	300	600	
Uffici pubblici e privati (l/d x persona)	40	60	130	

Tab. 1.3 Fabbisogni idrici e consumi assoluti per servizi pubblici vari

Servizi	Fabbisogni	Consumi Assoluti
Lavaggio serbatoi e rete di distribuzione (1% del fabbisogno globale)		
Lavaggio fogne (m^3/d x pozzetto di lavaggio)	2	0
Lavaggio strade (l/d x m^2 di superficie)	2-4	10%-50%
Innaff. strade l/d x m^2 di superficie) (per 100 giorni all' anno)	1,5-2	75%-85%
Innaff. verde pubblico (l/d x m^2) (per 180 giorni all' anno)	4-6	100%
Fontanine pubbliche m^3/d)	5-15	20%-50%
Piscine (fabb. giornaliero da 1/6 a 1/10 del volume della piscina		
Servizio antincendio (da 2,5 a 5 l/s per ogni idrante durante il funzionamento		
Mercati (l/d x m^2 di superficie coperta)	10	
Stazioni ferroviarie, porti, aeroporti etc. (estremamente variabili da caso a caso)		
Parchi di mezzi pubblici di trasporto urbano ed extraurbano (l/d x mezzo)	300-600	4%-10%
Macelli (l/capo di bestiame grosso)	300	

Tab. 1.4 Fabbisogni idrici delle utenze commerciali e turistiche

Utenza	Fabbisogno
Alberghi senza ristorante (l/d per posto letto)	120-250
Alberghi con ristorante (l/d per posto letto)	150-300
Pensioni, camere in affitto -pasti esclusi- (l/d per posto letto)	80-150
Ristoranti (l/pasto)	10-20
Self-Service (l/d per m^2 di superficie)	25-60
Bar (l/d per m^2 di superficie)	20-50
Campeggi sportivi (l/d per persona)	70-90
Campeggi normali (l/d per persona)	130-190

Tab. 1.5 Fabbisogni idrici delle utenze artigianali e industriali

Utenza	Fabbisogni
Lavaggi auto (litri per ogni lavaggio)	300-500
Autorimesse (l/d x auto)	10-20
Lavanderie self-service (l/d per macchina)	800-1500
Piccole industrie e attività artigianali (l/d x addetto) (solo fabbisogno sanitario)	50-100
Impianti condiz. aria a circuito semiaperto con torri evaporative (l/ora x 1000 frigorie/ora rese	15
Impianti condiz. aria (l/d x persona)	40-60

In alcuni casi è poi possibile il riciclo dell'acqua per lo stesso processo o l'uso della stessa acqua per processi diversi, con conseguenti forti riduzioni dei consumi.

I fabbisogni industriali sono relativi alla richiesta d'acqua da parte degli addetti (uso domestico), al consumo per i processi produttivi, alle necessità tecnologiche di supporto ai processi (per esempio per raffredamento e produzione di vapore), a vari altri usi, quali innaffiamento, lavaggio, servizio antincendio ecc. Nella tabella 1.6 sono riportati, a titolo indicativo, i fabbisogni idrici di alcune industrie; è da osservare che i valori della tabella 1.6 differiscono in alcuni casi in maniera sensibile da quelli di recente riportati da Benedini [1989], a conferma di quanto detto in precedenza.

Non ci si sofferma ulteriormente sui fabbisogni industriali; peraltro la maggior parte delle industrie si trova in genere al di fuori del tessuto urbano e viene perciò servita da appositi acquedotti. Per esempio la Regione Lombardia, nell'ambito della normativa di pianificazione delle risorse idriche, ha stabilito che i fabbisogni per uso industriale e zootecnico da soddisfare con gli acquedotti pubblici non devono superare il 20% dei complessivi fabbisogni annui per uso potabile, con un valore massimo di 36 m^3/d per ettaro di aree industriali.

Tab. 1.6 Fabbisogni idrici industriali (esclusi i consumi domestici degli addetti)

Tipo di industria	Fabbisogni
Conservazione carni (m^3 di prodotto)	50-70
Conservazione frutta, verdura, legumi (m^3/t di prodotto fresco)	6-15
Casearie (m^3/m^3 di latte trattato)	2-10
Zuccherifici (m^3/t di barbabietole)	2-15
Vinicole (m^3/m^3 di vino)	2-2,5
Birrerie (m^3/t di malto)	20-30
Allevamento bestiame grosso (l/giorno x capo)	60-80
Allevamento bestiame minuto (l/giorno x capo)	2-20
Cartiere (m^3/t di prodotto)	60-400
Tessili (m^3/t di prodotto)	20-200
Chimiche (m^3/t di prodotto)	200-1000
Metallurgiche (acciaio) (m^3/t di prodotto)	10-400
Metallurgiche (alluminio) (m^3/t di prodotto)	1200-1400
Raffinerie petrolio (m^3/t di prodotto)	0,5-40

1.3.4 La dotazione idrica per abitante

Per superare le difficoltà della stima dei fabbisogni idrici globali dei centri abitati partendo dalle varie componenti dei fabbisogni stessi riportati nelle precenti tabelle, si introduce il concetto di dotazione idrica media annua q per abitante, espressa in l/d × ab., che tiene conto del fabbisogno complessivo d'acqua per tutti gli usi visti in precedenza, compresi gli sprechi e le perdite.

Il fabbisogno globale annuo V in m^3 e la portata media annua $\bar{Q}$ dell'acquedotto in l/s, sono espressi, in funzione della suddetta dotazione q, dalle seguenti relazioni:

$$V = \frac{365\, q\, N}{1000} \tag{1.1}$$

$$\bar{Q} = \frac{q\, N}{86\,400} \tag{1.2}$$

con N numero degli abitanti futuri da servire.

Per stabilire la dotazione idrica di un centro abitato si fa in genere l'ipotesi che il livello sociale ed economico (e quindi la quantità e qualità dei servizi) e il fabbisogno idrico unitario aumentino all'aumentare della popolazione del centro stesso, anche se ciò, in effetti, non è sempre vero, come meglio si vedrà in seguito. In base a ciò vengono stabilite dotazioni idriche per abitante crescenti all'aumentare della popolazione servita.

Il Piano regolatore generale degli acquedotti, disposto con Legge n.129 del 4.2.1963, e successivamente approvato con DM 16.3.1967, stabilisce, all'anno 2015, le dotazioni idriche per tutti i comuni d'Italia, dotazioni che, a parità di popolazione servita, risultano diverse; nella tabella 1.7 sono riportati i valori medi della

dotazione idrica per le varie classi di popolazione secondo il suddetto Piano regolatore. Tali valori risultano oggi in vari casi già scarsi e lo sono ancora di più se proiettati all'anno 2015.

Tab. 1.7 Dotazioni idriche medie generalmente previste dal Piano Regolat. Gen. degli acquedotti all'anno 2015

Classe del centro abitato servito	Popolazione	Dotazione idrica q (l/d x ab.)
7	(Case sparse)	80-100
6	<5 000	120-150
5	da 5 000 a 10 000	150-200
4	da 10 000 a 50 000	200-250
3	da 50 000 a 100 000	250-400
2	>100 000	400
1	Grandi città	Secondo le indicazioni dei Provved. Reg. OO.PP.
	Popolazione flutt. stag.	200
	Popolazione Flutt. giorn.	100

Nel 1972, Arredi, nel capitolo sui fabbisogni idrici della Conferenza nazionale delle acque, ha ricavato per l'Italia, dall'analisi dei diversi usi dell'acqua, una dotazione minima di 150 l/d $\times$ ab. e una massima di 450 l/d $\times$ ab, secondo quanto riportato nella tabella 1.8. Lo stesso Arredi ha poi proposto di valutare i fabbisogni idrici dei Comuni italiani secondo i dati della tabella 1.9, che prevedono due ipotesi: una bassa e l'altra alta. La prima si riferisce all'eventualità che possa ottenersi un miglioramento del servizio, con riduzione al minimo degli sprechi e degli usi impropri dell'acqua; è da ritenere però che tale ipotesi potrà ben difficilmente verificarsi, per cui è consigliabile far riferimento all'ipotesi alta dei fabbisogni.

Un'analisi dei fabbisogni idropotabili di tipo diverso è stata effettuata da U. Messina [1974], che ha preso in esame i consumi nell'anno 1967 di 94 centri abitati della Campania e di 27 della Sardegna, per i quali è stato possibile raccogliere dati sufficientemente attendibili e il servizio ha presentato condizioni non lontane dalla normalità. Messina ha quindi suddiviso i centri abitati in 15 classi in base alla quantità e al livello dei servizi presenti (commerci al dettaglio più usuali, commerci particolari, autonoleggi, alberghi e pensioni, commerci all'ingrosso di massima diffusione, ospedali e cliniche di vario tipo, commerci di importanza nazionale, grandi magazzini ecc.); la classificazione dei centri abitati fatta da Messina è la seguente:

A - città di primaria importanza (classe 15)
B - città a livello superiore (classi $12 \div 14$)
C - città a buon livello (classi $10 \div 11$)
D - città a livello medio (classi $8 \div 9$)
E - centri a livello rurale (classi $4 \div 7$)
F - centri a livello elementare di vita urbana (classi $1 \div 3$)

Tab. 1.8 Valori probabili dei fabbisogni idrici specifici per uso civile in l/d x ab. e loro incidenze percentuali

	Minimi		Massimi	
Usi civili Urbani	l/g x ab.	%	l/g x ab.	%
Usi domestici	111 (1)	74,0	160 (1)	35,6
Servizi pubblici	6	4,0	22	4,9
Impianti ed edifici a carattere collettivo	6	4,0	38	8,4
Artigianali e piccole industrie	6	4,0	55	12,2
Commerciali	5	3,3	70	15,6
Totale fabbisogni primari	134	89,3	345	76,7
Perdite, sprechi e usi *non specificati*	16	10,7	105	23,3
Fabbisogno totale per usi civili	150	100	450	100

(1) Il valore minimo di 111 l/d x ab. è calcolato in base ai dati di Tab.1.1 per una incidenza del 90% di abitazioni economiche o popolari e del 10% di abitazioni medie. Il valore massimo di 160 l/d x ab. è calcolato per un'incidenza del 32% di abitazioni economiche, del 50% di abitazioni medie e del 18% di abitazioni di lusso.

Tab. 1.9 Fabbisogni medi annui in l/d x ab. nei Comuni italiani

Tipo di Comune	Fabbisogno (l/d x ab.) Ipotesi bassa	Ipotesi alta
Roma, Milano, Torino	400	550
Capoluogo di regione con pop. al 1980 superiore a 250 000 ab	350	450
Capoluoghi di provincia	250	300
Comuni ordinari	150	200

In base ai dati sperimentali, Messina è pervenuto quindi al grafico della figura 1.1, che fornisce la dotazione idrica in funzione della classe dei centri abitati. Il grafico fornisce dotazioni sensibilmente minori di quelle proposte da Arredi e ciò per i seguenti motivi: i dati di Arredi si riferiscono a una situazione futura, mentre quelli di Messina, oltre a riferirsi all'anno 1967, sono relativi a due regioni con un livello socio-economico inferiore rispetto a quello medio nazionale; inoltre non è da escludere in via assoluta che in alcuni dei centri presi in esame da Messina i consumi siano risultati limitati a causa di carenza d'acqua in certi periodi.

Per l'applicazione del grafico di Messina della figura 1.1, occorre osservare che non sempre a una popolazione crescente dei centri abitati corrisponde un miglioramento del livello dei servizi e quindi della classe di città individuata dall'autore.

Orsi e Zampaglione [1990], in base a un'analisi dei consumi in 9 città della Lombardia, con popolazione variabile da 1 550 000 ab. (Milano) a 7000 ab. (Cug-

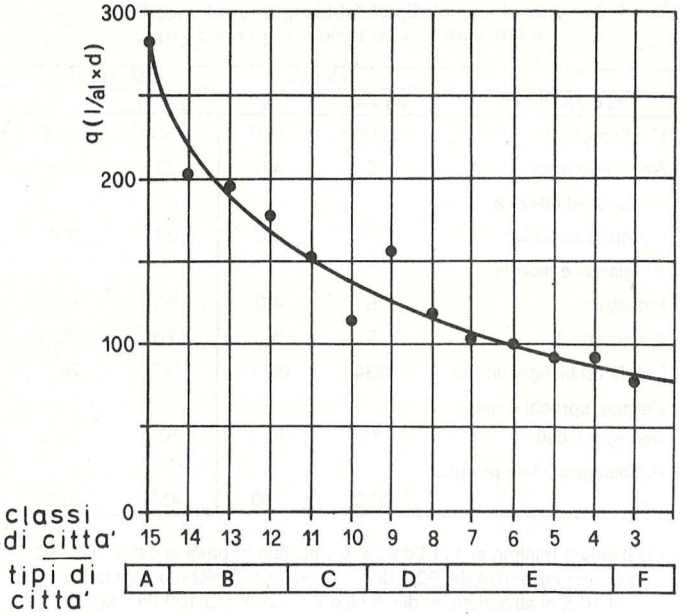


Fig. 1.1 Consumi idrici e tipologia di centri urbani della Campania e della Sardegna nel 1967.

giono), propongono per la valutazione della dotazione idrica pro capite un criterio concettualmente non molto diverso da quello di Messina. Gli autori suddividono i centri abitati in 6 classi e la dotazione idrica pro capite q risulta pari alla somma di due termini: il primo q_b è la dotazione base, caratteristica della classe di appartenenza del centro e il secondo è funzione del numero N degli abitanti:

$$q = q_b + 3\,N^{1/4} \tag{1.3}$$

La dotazione base q_b varia da 170 l/d × ab. per la classe 1 (centri rurali con servizi elementari) fino a 400 l/d × ab. per la classe 6 (metropoli).

La Regione Lombardia, nell'ambito di uno studio di pianificazione degli acquedotti, indica per l'anno 2016 un fabbisogno base per la popolazione residente di 200 l/d × ab. e un incremento di tale fabbisogno, per l'incidenza dei consumi urbani e colletivi, che è funzione della popolazione residente e che varia da un valore minimo di 60 l/d × ab. per $N < 5000$ abitanti fino a un valore massimo di 140 l/d × ab. per $N > 100\,000$ abitanti.

Per la popolazione stabile non residente e per quella fluttuante con pernottamento la dotazione prevista è di 200 l/d × ab., mentre per la popolazione fluttuante senza pernottamento e per gli addetti alle attività lavorative è di 80 l/d × ab. Questi valori sono abbastanza in accordo con quelli dell'ipotesi alta secondo Arredi (tabella 1.9) per centri abitati fino a 100 000 abitanti e con quelli dell'ipotesi bassa dello stesso Arredi per i centri capoluoghi di regione o con popolazione maggiore di 250 000 abitanti.

In base ai dati riportati in precedenza e a recenti indagini, che dimostrano che i consumi idrici sono in continua espansione, è consigliabile assumere le dotazioni future riportate nella tabella 1.10; nell'ambito di una data classe di popolazione, il valore va scelto entro i limiti indicati, tenendo conto del livello socio-economico della popolazione, del livello dei servizi esistenti, degli insediamenti artigianali e industriali inseriti all'interno del tessuto urbano e serviti dall'acquedotto civico.

Tab. 1.10 Fabbisogni medi annui futuri in l/d x ab. consigliati

Popolazione	Dotazione (l/d x ab.)
Case sparse	120-160
< 5 000	150-220
da 5 000 a 10 000	180-250
da 10 000 a 20 000	200-270
da 20 000 a 50 000	220-300
da 50 000 a 100 000	250-400
da 100 000 a 250 000	400-500
da 250 000 a 1 000 000	450-550
> 1 000 000	500-750

Alla popolazione fluttuante stagionale è consigliabile assegnare una dotazione di poco inferiore a quella della popolazione residente; alla fluttuante giornaliera una dotazione da 100 a 200 l/d x persona

1.4 La previsione della popolazione futura

Per l'applicazione delle formule (1.1) e (1.2) è necessario effettuare una stima della popolazione che sarà servita dall'acquedotto in futuro (circa 40 anni dopo la progettazione); allo scopo occorre distinguere le varie componenti della popolazione stessa (residente, turistica, fluttuante), a ciascuna delle quali possono essere applicati dei metodi matematici di previsione, fra i quali quelli di maggior interesse per le applicazioni ingegneristiche sono fondati sull'adattamento di opportune leggi matematiche, le cosiddette *leggi di crescita*, alle serie storiche di popolazione e sulla successiva stima della popolazione futura mediante l'estrapolazione.

I metodi si basano quindi sull'ipotesi che la popolazione abbia in passato seguito un andamento interpolabile, con soddisfacente approssimazione, mediante ben definite equazioni matematiche; la stima delle costanti che compaiono in tali equazioni può essere effettuata interpolando i dati storici di popolazione con il metodo dei minimi quadrati. Comunque non sempre l'applicazione di tale semplice criterio fornisce i risultati più attendibili, in quanto esso dà lo stesso peso a tutti i dati storici disponibili, mentre appare più giusto assegnare peso maggiore ai dati più recenti, che meglio esprimono le tendenze evolutive in atto. Per far ciò si può ricorrere a vari artifici, ma il miglior sistema è l'esame visivo delle possibili curve interpolanti.

È da notare che estendendo l'esame dei dati di popolazione molto indietro nel tempo non sempre si migliora l'attendibilità della previsione futura, proprio per la diminuzione del peso relativo che si ha per i dati più recenti. In genere vengono presi in considerazione i dati di popolazione degli ultimi 40–50 anni, intervallati fra loro al più di 10 anni (distanza fra i censimenti); se è possibile, è tuttavia preferibile utilizzare anche dati di anni intermedi tra quelli dei censimenti. Si dispongono quindi tali dati in un piano di coordinate cartesiane avente in ascissa i tempi t (misurati in anni n) e in ordinate la popolazione N, al fine di poter valutare preliminarmente quale legge di crescita sia più adatta al caso in esame; le più comuni e usate di tali leggi sono quelle di crescita aritmetica, di crescita geometrica (che è concettualmente identica a quella dell'interesse composto) e di crescita logistica.

1.4.1 La legge di crescita aritmetica

La legge di crescita aritmetica si basa sull'assunzione che l'incremento di popolazione sia costante nel tempo e si applica quindi quando i dati storici di popolazione si dispongono con buona approssimazione secondo una retta (figura 1.2) e possono perciò essere interpolati con l'equazione:

$$N_n = N_0 + m\,n \tag{1.4}$$

dove N_n è la popolazione dell'anno ennesimo contato a partire dal primo dato di popolazione disponibile (anno zero).

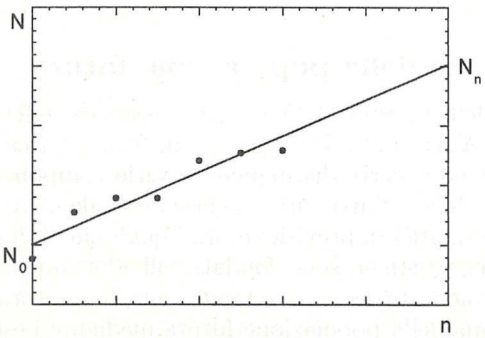


Fig. 1.2 Legge di crescita aritmetica della popolazione.

Le costanti della retta, N_0 (popolazione all'anno zero) e m (coefficente angolare), possono essere determinate mediante una regressione lineare; applicando il metodo dei minimi quadrati, le costanti N_0 e m della (1.4) devono essere tali da rendere minima la somma dei quadrati degli scarti tra i dati storici di popolazione e i valori che si deducono mediante la (1.4). Tali costanti e il coefficiente r della regressione sono dati dalle:

$$m = \frac{\sum n_i N_i - \frac{\sum n_i \sum N_i}{i}}{\sum n_i^2 - \frac{(\sum n_i)^2}{i}} \tag{1.5}$$

$$N_0 = \frac{\sum N_i}{i} - m\frac{\sum n_i}{i} \tag{1.6}$$

$$r^2 = \frac{\left[\sum n_i N_i - \frac{\sum n_i \sum N_i}{n}\right]^2}{\left[\sum n_i^2 - \frac{(\sum n_i)^2}{i}\right]\left[\sum N_i^2 - \frac{(\sum N_i)^2}{n}\right]} \tag{1.7}$$

dove i è il numero dei dati di popolazione disponibile e N_i il generico dato di popolazione relativo all'anno n_i.

1.4.2 La legge di crescita dell'interesse composto

La legge dell'interesse composto, direttamente derivata dalla matematica finanziaria, può applicarsi quando i dati di popolazione del passato si dispongono secondo una curva avente la concavità verso l'alto (crescita accelerata, figura 1.3); in questo caso l'equazione da applicare è la seguente:

$$N_n = N_0 (1 + \tau)^n \tag{1.8}$$

In questa relazione l'anno zero è quello del dato di popolazione N_0 più recente disponibile e τ è il tasso d'incremento.

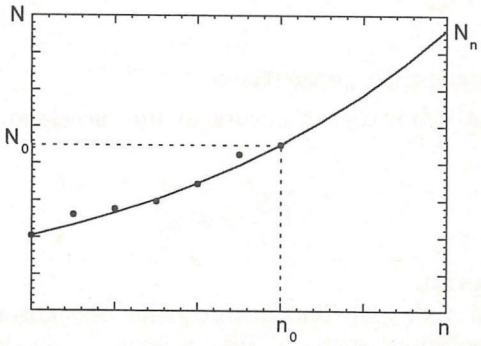


Fig. 1.3 Legge di crescita dell'interesse composto.

Per l'applicazione pratica di tale legge, è bene valutare opportunamente il tasso τ. Ciò può essere fatto ricavando i valori storici τ_i dei τ, relativi a due generici successivi dati di popolazione N_i e N_{i-1} distanziati fra loro di n_i anni, valori che per la (1.8), sono dati dalla:

$$\tau_i = \left(\frac{N_i}{N_{i-1}}\right)^{\frac{1}{n_i}} - 1 \tag{1.9}$$

o anche, se si linearizza la formula (1.8) dato che in genere i τ_i sono piccoli:

$$\tau_i = \frac{1}{n_i}\,\frac{N_i - N_{i-1}}{N_{i-1}} \tag{1.9'}$$

Riportati in un grafico i valori dei τ_i relativi ai vari periodi (figura 1.4a) si cerca il valore limite τ_l cui tendono tali τ_i, valore che viene quindi inserito nella formula (1.8) di previsione futura; se i τ_i successivi presentano delle oscillazioni di segno opposto, si potrà assumere per il τ il valore medio $\bar{\tau}$ dei τ_i (figura 1.4b).

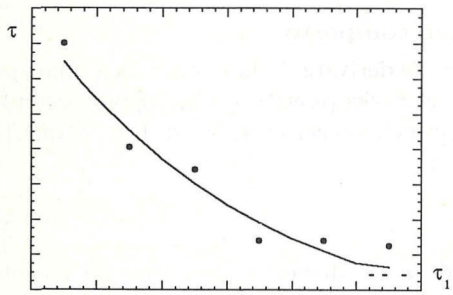


Fig. 1.4a Tassi di crescita che tendono a un valore limite.

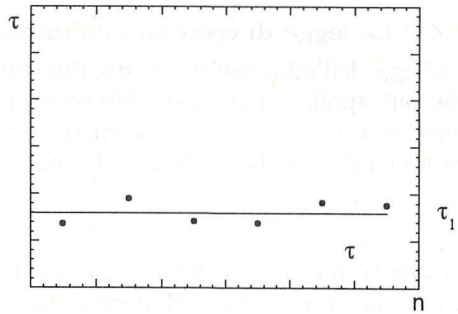


Fig. 1.4b Tassi di crescita che oscillano intorno a un valore medio.

1.4.3 La legge di crescita geometrica

La legge di crescita geometrica è ancora di tipo accelerato ed è espressa dalla relazione:

$$\frac{dN}{dt} = K\,N \tag{1.10}$$

con K costante positiva.

Dalla (1.10) si vede che l'incremento della popolazione nel tempo è proporzionale alla popolazione stessa. L'integrazione tra un dato anno n_0 (assunto come anno zero), nel quale la popolazione è N_0 e l'anno n generico, fornisce:

$$N = N_0\, e^{Kn} \tag{1.11}$$

Le costanti N_0 e K della (1.11) possono essere ricavate mediante una regressione esponenziale. Dalla (1.11) si ottiene infatti:

$$ln\, N = ln\, N_0 + K\, n \tag{1.11'}$$

che, nel piano ($ln\, N_n - n$) è l'equazione di una retta, di intercetta $ln\, N_0$ e coefficente angolare K. Applicando il metodo dei minimi quadrati, le costanti $ln\, N_0$ e K assumono le stesse espressioni (1.5) (1.6) viste in precedenza (tenendo ovviamente conto che l'ordinata è ora $ln\, N$ e non più N).

La legge di crescita geometrica è concettualmente simile a quella dell'interesse composto: la differenza tra le due leggi sta nel fatto che con quella dell'interesse composto la capitalizzazione viene fatta a intervalli finiti di tempo, mentre con la legge geometrica è continua nel tempo. Nel campo demografico, poiché il tasso τ di incremento annuo della popolazione è in genere molto piccolo, le due leggi forniscono risultati pressoché coincidenti.

1.4.4 La legge di crescita logistica

La legge di crescita logistica è rappresentata dalla seguente equazione differenziale:

$$\frac{dN}{dt} = K\, N\, (S - N) \tag{1.12}$$

nella quale K è una costante da determinare.

Tale legge si basa sull'ipotesi che esista un valore limite superiore S di popolazione, detto *popolazione di saturazione*. La legge prevede un incremento di popolazione dN/dt crescente in una prima fase, fino a raggiungere un valore massimo all'istante t_f in cui è nulla la derivata seconda di N rispetto al tempo t ($dN^2/dt^2 = 0$), istante nel quale si ha quindi un punto di flesso. Successivamente si ha una diminuzione della velocità di crescita e la popolazione tende verso il valore di saturazione, che è imposto da limiti ambientali (figura 1.5).

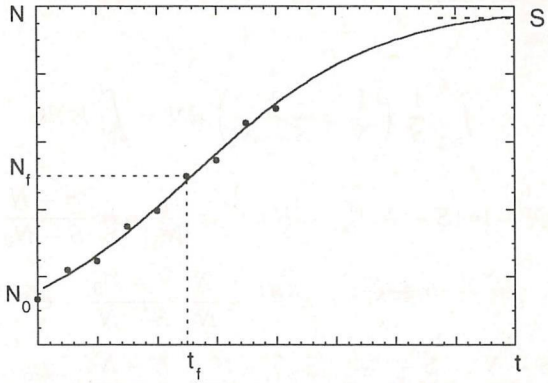


Fig. 1.5 Legge di crescita logistica della popolazione.

La popolazione N_f nell'anno n_f di flesso si deduce facilmente annullando la derivata seconda di N rispetto a t. Dalla (1.12) si ha:

$$\frac{d^2N}{dt^2} = \frac{d[K\, N\, (S - N)]}{dt} = \frac{d[K\, N\, (S - N)]}{dN}\, \frac{dN}{dt} = K\, [(S - N) - N]\, \frac{dN}{dt} \tag{1.13}$$

Per $d^2N/dt^2 = 0$, dalla (1.13) si ricava che $N_f = S/2$.

È questa attualmente la legge più adoperata, almeno in Italia, in quanto ci si trova quasi sempre in presenza di sviluppi di polazione rallentati, che tendono ormai verso un limite superiore. In pratica, disponendo i dati di popolazione in un grafico si osserva che essi sono interpolabili con una curva che presenta in un primo tratto la concavità verso l'alto e in un successivo verso il basso. Integrando l'equazione differenziale che esprime la legge logistica tra un istante t_0 assunto come iniziale, in cui la popolazione è N_0 e un istante t in cui la popolazione è N si ottiene:(2)

$$N = \frac{S}{1 + a\,e^{-bt}} \tag{1.14}$$

dove a e b sono delle costanti da determinare ($a = (S - N_0)/N_0$; $b = KS$), assieme alla popolazione S di saturazione.(3)

Molte sono le tecniche di determinazione di S e delle costanti a e b. Un primo metodo, molto semplice ma di carattere empirico, consiste nel disporre i dati di popolazione su un grafico, nel tracciare una curva che li interpoli, individuando l'istante t_f in cui si verifica il flesso e la popolazione N_f in tale istante. Risulta quindi, come si è già visto: $S = 2\,N_f$.

Detta N_0 la popolazione iniziale ($t = 0$), si ricava il valore della costante a ($a = (S - N_0)/N_0$); infine dalla (1.14), per $t = t_f$ si deduce la costante b:

---

(2) Dalla (1.12) si ha:

$$\frac{dN}{N\,(S-N)} = K\,dt; \quad \frac{1}{S}\left(\frac{1}{N} + \frac{1}{S-N}\right) dN = K\,dt$$

integrando si ottiene:

$$\int_{N_0}^{N} \frac{1}{S}\left(\frac{1}{N} + \frac{1}{S-N}\right) dN = \int_0^t K\,dt$$

$$\frac{1}{S}\,[ln\,N - ln\,(S-N)]_{N_0}^{N} = K\,t\,; \quad ln\,\frac{N}{N_0} - ln\,\frac{S-N}{S-N_0} = K\,S\,t$$

$$e^{(ln\,\frac{N}{N_0} - ln\,\frac{S-N}{S-N_0})} = e^{K\,S\,t}; \quad \frac{N}{N_0}\,\frac{S-N_0}{S-N} = e^{K\,S\,t}$$

$$\frac{S-N}{N} = \frac{S-N_0}{N_0}\,e^{-K\,S\,t}; \quad \frac{S}{N} = \frac{S-N_0}{N_0}\,e^{-K\,S\,t} + 1$$

$$N = \frac{S}{1 + ae^{-bt}} \quad \text{con} \quad a = \frac{S-N_0}{N_0} \quad \text{e} \quad b = K\,S$$

(3) Si fa presente che la popolazione N_0, che compare nell'espressione della costante a, non è quella che si è verificata all'anno zero, altrimenti le costanti della (1.14) da determinare sarebbero due e non tre. N_0 rappresenta invece la popolazione all'anno zero che fornisce la (1.14), una volta trovate le tre costanti.

$$N_f = \frac{S}{1 + a\,e^{-bt_f}} \tag{1.15}$$

da cui:

$$a\,e^{-bt_f} = \frac{S}{N_f} - 1 \tag{1.16}$$

$$-b\,t_f = ln\,\frac{S/N_f - 1}{a} \tag{1.16'}$$

ed essendo $S/N_f = 2$:

$$b = \frac{ln\,a}{t_f} \tag{1.16''}$$

Altri metodi per la determinazione delle costanti della (1.14) sono quelli di interpolazione per tre punti e quello che fissa un valore per l'asintoto superiore di S. Con il primo metodo si impone che la curva avente l'equazione (14) passi per tre punti equidistanti nel tempo, determinando le costanti S, a e b, le cui espressioni sono riportate da Zoccoli.

Si possono perciò fissare successivamente varie terne di punti, determinare le costanti, tracciare le relative curve e verificarne l'adattamento ai dati storici disponibili, scegliendo la curva che sembra seguire più da vicino i suddetti dati, dando anche in questo caso la preferenza a quella che meglio si adatta ai dati più recenti. Per applicare il metodo che fissa un valore per l'asintoto superiore, occorre linearizzare l'equazione della curva logistica (1.14) passando alle coordinate logaritmiche:

$$ln\left(\frac{S}{N} - 1\right) = ln\,a - b\,t \tag{1.17}$$

La (1.17), nel piano $ln(\frac{S}{N} - 1) - t$, è l'equazione di una retta, per cui, fissato un valore per S, è possibile determinare le costanti b e $ln\,a$ (e quindi a) con il metodo dei minimi quadrati.

Per ottenere i migliori risultati, è opportuno fissare vari valori della popolazione limite S e determinare i valori delle costanti a e b, verificando l'adattamento delle curve trovate ai dati storici di popolazione: si assumerà quindi quel valore di S per il quale risulta minimo lo scarto quadratico medio tra i dati storici e quelli calcolati con la (1.17).

È importante rilevare che la curva logistica fornisce un valore di popolazione nullo per $t = -\infty$; essa può perciò essere applicata anche nel caso in cui i dati di popolazione si dispongano secondo una curva con la concavità verso il basso, cioè manchi il primo tratto della curva (ciò significherebbe infatti che il punto di flesso si è verificato antecedentemente al 1° dato disponibile).

Altri metodi di previsione della popolazione residente, un po' più complessi, sono quelli che analizzano separatamente le varie componenti che danno luogo alle variazioni di popolazione (natalità, mortalità, immigrazione ed emigrazione), ma non sempre la raffinatezza dei metodi è giustificata dall'attendibilità dei risultati ottenibili.

1.5 Fabbisogni idrici della popolazione non residente

Quando un centro abitato è interessato da consistenti movimenti di popolazione dovuti a flussi turistici o a pendolarismo, possono essere applicati a tali movimenti gli stessi metodi previsivi visti per la popolazione residente.

In particolare, per i flussi turistici, occorrerà prendere in esame i dati storici delle presenze turistiche forniti dalle aziende di promozione turistica o da altri enti, avendo presente che queste vanno opportunamente aumentate per tener conto delle presenze non denunciate, che sono, per lo più, quelle in case private e pensioni e delle presenze in seconde case di proprietà, che vengono in certi periodi abitate, senza che esista alcun obbligo di denuncia.

I metodi di previsione dei flussi turistici futuri sono quindi meno attendibili, per l'incertezza dei dati di partenza. A volte, anzi, vengono valutate le presenze turistiche massime nei periodi di punta in base alla ricettività massima consentita dall'ambiente, facendo per esempio riferimento, per località balneari, alle presenze massime per metro quadrato di spiaggia, per metro lineare di costa alta ecc.

Ai turisti che dimorano più giorni nel centro da servire si assegna in genere una dotazione idrica uguale o inferiore del 10 – 20% rispetto a quella dei residenti, mentre ai turisti che dimorano un solo giorno, senza pernottamento, si può assegnare una dotazione idrica pari a quella relativa alla popolazione fluttuante giornaliera, di cui si dirà in seguito.

Per la valutazione dei fabbisogni idrici di alcuni centri abitati è opportuno prendere in considerazione altre componenti della popolazione, note comunemente col termine generico di popolazione fluttuante. La prima di tali componenti è dovuta al fenomeno del pendolarismo giornaliero o settimanale. Molte volte esiste un flusso di popolazione, giornaliero o settimanale, diretto sia dall'esterno verso il centro abitato da servire che da questo verso l'esterno; in tali casi si ammette generalmente che i due opposti flussi si bilancino e non diano quindi luogo a incrementi dei fabbisogni idrici del centro da servire.

A volte si è invece in presenza di centri abitati dotati di particolari servizi e attrezzature (scuole, uffici pubblici e privati, banche, attività artigianali, industriali e commerciali inserite nel tessuto urbano ecc.) tali da esercitare una vera e propria attrattiva nel circondario, originando un pendolarismo diretto dall'esterno verso il centro abitato stesso, nettamente prevalente rispetto a quello diretto in senso inverso e di ciò occorre tener conto nella determinazione dei fabbisogni idrici. Alla popolazione fluttuante giornaliera si potrà però assegnare una dotazione idrica pro capite inferiore a quella della popolazione residente, che può essere dedotta in base ai dati delle tabelle 1.2, 1.4 e 1.5.

La dotazione idrica pro capite della popolazione fluttuante potrà assumersi mediamente variabile tra 30–80 l/d per dimore di mezza giornata lavorativa (4–5 ore), tra 50 e 150 l/d per dimore dell'intera giornata lavorativa e pressoché uguale alla dotazione dei residenti per le persone con pendolarismo settimanale o stagionale.

Nel calcolo dei fabbisogni idrici occorre poi considerare le eventuali presenze di cittadini che risiedono stabilmente o quasi nel centro abitato da servire, pur mantenendo ancora in altra sede la residenza anagrafica. Questo fenomeno è a volte tutt'altro che trascurabile, come per esempio nel caso di piccole città con sede

universitaria, dove assume dimora stabile una numerosa popolazione studentesca proveniente dall'esterno. Il fabbisogno globale annuo e la portata media annua, espressi dalle (1.1) e (1.2) vanno quindi determinati tenendo conto anche delle presenze turistiche e delle fluttuazioni di popolazione, nei casi in cui questi fattori assumono una certa importanza.

Per determinare i fabbisogni idrici mensili e giornalieri, che, come si vedrà in seguito, sono importanti nella progettazione di un acquedotto, è ovviamente necessario conoscere anche la distribuzione futura nell'arco dell'anno delle presenze turistiche e dei pendolari; in genere si ammette che tale distribuzione resti invariata rispetto a quella attuale. In un centro abitato possono ovviamente aversi, nell'arco dell'anno, dei movimenti non trascurabili di popolazione anche in senso inverso, che danno cioè luogo a una diminuzione del numero degli abitanti e quindi dei consumi idrici. Basti pensare all'esodo estivo dalle città, che raggiunge punte molto elevate nei mesi di luglio e agosto e all'esodo per brevi vacanze in alcuni periodi dell'anno e nei fine settimana in generale.

1.6 Le variazioni di consumo

I consumi idrici presentano variazioni notevoli nell'arco sia dell'intero anno, sia del mese generico e sia, infine, del giorno generico; per gli impianti interni degli edifici, che servono un certo gruppo di utenti, sono importanti anche le variazioni nell'arco di un'ora.

Le oscillazioni dei consumi dipendono da molti fattori, quali i movimenti di popolazione di cui si è detto in precedenza, il livello sociale e le abitudini della popolazione, le condizioni climatiche, la quantità e qualità dei servizi pubblici esistenti, il numero degli abitanti serviti ecc. A parità delle altre condizioni, all'aumentare della popolazione servita si verifica un appiattimento dei consumi idrici, per cui tutte le oscillazioni di cui si è detto in precedenza risultano più contenute.

1.6.1 Le variazioni dei consumi nell'arco dell'anno

Le oscillazioni di consumo nel corso dell'anno, che danno luogo a portate medie mensili fra loro diverse, sono dovute essenzialmente a fattori climatici, nel senso che i maggiori consumi si verificano nei mesi più caldi. Nei nostri climi, per città di media importanza, sono stati proposti da Marchetti e da Arredi i valori dei rapporti $\varphi_i = Q_{M_i}/\bar{Q}$ tra la portata media Q_{M_i} del mese i-esimo e la portata media annua $\bar{Q}$ riportati nella tabella 1.11.

Come si vede, secondo Arredi le oscillazioni dei consumi nel corso dell'anno sono più contenute che non secondo Marchetti; in linea di massima, si può far riferimento ai valori φ_i di Arredi per centri abitati di importanza medio-alta (200 000-500 000 abitanti) e a quelli di Marchetti per centri abitati di importanza media (50 000-200 000 abitanti). Per città molto importanti (Roma, Milano, Torino ecc.) i valori di φ_i si discostano di meno dall'unità.

Si osservi che i valori di φ_i di Arredi e di Marchetti non tengono conto delle variazioni degli abitanti serviti nel corso dell'anno; in realtà in centri abitati non interessati da flussi turistici il maggior consumo idrico si ha attualmente in genere nel mese di giugno, data la diminuzione di popolazione in luglio e agosto. Per centri con forte movimento turistico estivo o invernale, la situazione è naturalmente diversa da quella descritta sopra; in sostanza, quindi, l'effettiva portata media

mensile generica può essere determinata in base alla popolazione servita in quel dato mese e al relativo coefficente φ_i di consumo.

Nella tabella 1.11 sono riportati anche i valori dei coefficenti φ_i dedotti da Conti [1924] in base all'analisi dei dati di consumo in sei importanti città tedesche in alcuni anni dell'inizio di questo secolo: si può osservare che i coefficenti φ_i dei mesi di luglio e agosto sono minori rispetto al valore di giugno, proprio a causa della diminuzione degli abitanti serviti. I valori dei coefficenti φ_i di Conti possono ritenersi validi per città italiane di importanza molto grande (oltre 1 000 000 abitanti).

Tab. 1.11 Rapporti $\varphi_i = Q_{Mi}/\bar{Q}$ tra le portate medie mensili e la portata media annua

Mese	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D
Marchetti	0,70	0,70	0,80	0,90	1,10	1,25	1,30	1,30	1,25	1,15	0,85	0,70
Arredi	0,85	0,85	0,90	0,90	1,00	1,15	1,25	1,25	1,10	1,00	0,90	0,85
Conti	0,85	0,83	0,94	0,97	1,08	1,18	1,10	1,14	1,06	1,04	0,92	0,88

Per dare un'idea di come il fattore climatico influenzi l'andamento della richiesta idrica, si fa presente che lo stesso Conti, analizzando i dati dei consumi di alcune città del Nord Europa abbastanza fredde, ha riscontrato un valore medio $\varphi_i = 1,03$ nel mese di gennaio, dovuto al fatto che nei periodi più freddi gli utenti lasciano aperti alcuni rubinetti di erogazione per evitare la formazione di ghiaccio all'interno delle tubazioni.

Una particolare importanza assume la portata media mensile $Q_{M_{max}}$ nel mese di massimo consumo; il rapporto tra tale portata e quella media annua si indica con K_M :

$$K_M = \frac{Q_{M_{max}}}{\bar{Q}} \tag{1.18}$$

Dai dati della tabella 1.11 si deduce un valore di $K_M = 1,30$ per città di media importanza, di $1,25$ per città di importanza medio-alta e di $1,18$ per città di importanza molto grande.

1.6.2 Le variazioni di consumo nel corso del mese

Le variazioni di consumo durante un generico mese non sono, generalmente, molto marcate; forse, più che di variazioni mensili, sarebbe più giusto parlare di variazioni settimanali, nel senso che in genere nella domenica si registra un calo dei consumi rispetto agli altri giorni della settimana, tranne nei centri turistici, dove accade il contrario.

Il rapporto K_g tra la massima portata media giornaliera di un certo mese e la corrispondente portata media mensile diminuisce mediamente da 1,25 a 1,10 circa all'aumentare della popolazione servita.

Molta importanza ha la massima portata media giornaliera $Q_{g_{max}}$ nell'arco dell'intero anno, che, per la (1.18), può così essere espressa:

$$Q_{g_{max}} = K_g\, Q_{M_{max}} = K_g\, K_M\, \bar{Q} = \alpha_g\, \bar{Q} \tag{1.19}$$

con α_g pari al prodotto dei due coefficenti di punta K_g e K_M.

Se si assumono, in corrispondenza dei valori di $K_M = 1,30$ (Marchetti), $K_M = 1,25$ (Arredi), $K_M = 1,18$ (Conti), rispettivamente i valori di K_g=1,23, 1,16 e 1,10, decrescenti all'aumentare dell'importanza del centro servito, si ottengono i seguenti valori del coefficente di punta giornaliero $\alpha_g = Q_{g_{max}}/\bar{Q}$:

$$\alpha_g = \frac{Q_{g_{max}}}{\bar{Q}} = 1,30 \times 1,23 = 1,60$$

$$\alpha_g = \frac{Q_{g_{max}}}{\bar{Q}} = 1,25 \times 1,16 = 1,45$$

$$\alpha_g = \frac{Q_{g_{max}}}{\bar{Q}} = 1,18 \times 1,10 = 1,30$$

rapporti che possono ritenersi validi rispettivamente per città di importanza media (50 000÷200 000 abitanti), di importanza un po' maggiore (200 000÷500 000 abitanti) e di importanza molto grande (oltre 1 000 000 di abitanti). Conti, esaminando i consumi degli anni 1906 e 1908 di 17 città tedesche, con popolazione variabile da 2 183 000 abitanti (Berlino) a 233 000 abitanti (Stettin), ricavò valori di $Q_{g_{max}}/\bar{Q}$ in ottimo accordo con quelli riportati sopra.

1.6.3 Le variazioni di consumo nell'arco del giorno

Le variazioni di consumo nel corso della giornata sono per lo più notevoli e dipendono anch'esse da una serie di fattori molto variabili da caso a caso; si può solo dire che in genere si riscontra una punta di consumo dalle ore 10 alle ore 12 e consumi minimi durante le ore notturne. Inoltre, si nota mediamente un chiaro appiattimento dei consumi all'aumentare del numero degli abitanti serviti.

A titolo esemplificativo, nella tabella 1.12 sono riportati i valori dei rapporti tra le portate medie orarie $\bar{Q}_h$ e la portata media giornaliera $\bar{Q}_g$ per un centro abitato di media importanza (50 000÷ 200 000 abitanti), di importanza medio-alta (200 000÷ 500 000 abitanti) e di importanza molto grande (oltre 1 000 000 di abitanti); nella figura 1.6 sono rappresentati i relativi diagrammi di consumo.

I valori relativi alle città di importanza molto grande si riferiscono ai consumi nella città di Milano in una giornata di luglio dell'anno 1930; quelli relativi alle città di media importanza sono stati ricavati dai dati medi di Conti dedotti per le città tedesche di Dresda e Mannheim, un po' rielaborati per tener conto della diversa realtà sociale e climatica attuale delle città italiane; infine, i valori delle città di importanza medio-alta sono intermedi a quelli visti sopra.

Per le tre situazioni esaminate, il rapporto K_h tra la portata di punta oraria e quella media giornaliera varia da 1,56 a 1,32 al crescere della popolazione servita. Molta importanza ha la massima portata oraria $Q_{h_{max}}$ nell'arco dell'intero anno, che, tenendo conto delle (1.18) e (1.19), può così essere espressa:

$$Q_{h_{max}} = K_h\, Q_{g_{max}} = K_h\, K_g\, K_M\, \bar{Q} = \alpha_h\, \bar{Q} \tag{1.20}$$

Tab. 1.12 Valori della portata media oraria rapportata alla portata media giornaliera per un centro abitato di media importanza (A), di importanza medio-alta (B) e di importanza molto grande (C)

ORA	A	B	C
0-1	0,30	0,45	0,60
1-2	0,20	0,40	0,55
2-3	0,20	0,40	0,52
3-4	0,24	0,42	0,53
4-5	0,30	0,45	0,53
5-6	0,48	0,54	0,62
6-7	0,87	0,87	0,87
7-8	1,20	1,13	1,09
8-9	1,35	1,30	1,24
9-10	1,36	1,30	1,24
10-11	1,46	1,36	1,25
11-12	1,56	1,8	1,32
12-12	1,50	1,37	1,31
13-14	1,45	1,34	1,28
14-15	1,43	1,33	1,26
15-16	1,36	1,31	1,25
16-17	1,36	1,30	1,24
17-18	1,37	1,30	1,24
18-19	1,38	1,30	1,25
19-20	1,40	1,33	1,26
20-21	1,25	1,21	1,14
21-22	0,80	0,86	0,90
22-23	0,70	0,75	0,81
23-24	0,48	0,60	0,70

avendo indicato con α_h il prodotto dei coefficenti di punta K_h, K_g, K_M. Se si assumono per il coefficente K_h i valori 1,56, 1,38 e 1,32 della tabella 1.12, in corrispondenza rispettivamente dei valori 1,60, 1,45 e 1,30 trovati in precedenza per il coefficente di punta giornaliera $\alpha_g = K_g\, K_M = Q_{g_{max}}/\bar{Q}$, si ottengono dalla (1.20) i seguenti valori del coefficente di punta oraria nell'anno $\alpha_h = Q_{h_{max}}/\bar{Q}$:

$$\alpha_h = \frac{Q_{h_{max}}}{\bar{Q}} = 1,60 \times 1,56 = 2,50$$

$$\alpha_h = \frac{Q_{h_{max}}}{\bar{Q}} = 1,45 \times 1,38 = 2,00$$

$$\alpha_h = \frac{Q_{h_{max}}}{\bar{Q}} = 1,30 \times 1,32 = 1,70$$

Questi valori α_h possono ritenersi validi per i tre tipi di città di cui si è detto in precedenza. Per piccoli centri abitati, villaggi turistici, agglomerati rurali, le variazioni dei consumi sono molto più forti e quindi più elevati risultano i coefficenti di punta; in particolare, il coefficente di punta oraria α_h raggiunge valori di $5 \div 7$ per centri di qualche centinaio di abitanti e per esso si può, in generale, assumere l'espressione proposta da Gibs:

$$\alpha_h = \frac{5}{(N \times 10^{-3})^{1/6}} \tag{1.21}$$

con N= numero di abitanti.

La (1.21) fornisce valori in buon accordo con quelli in precedenza ricavati per città di importanza media, medio-alta e molto grande.

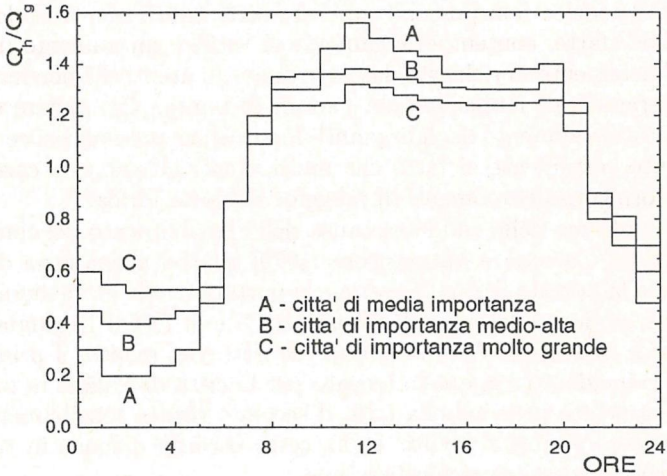


Fig. 1.6 Diagrammi di consumo giornaliero per tre tipi di centri abitati.

1.6.4 Considerazioni sulle variazioni di consumo

Sembra che negli ultimi anni, a parità di abitanti serviti, si stia manifestando una tendenza all'appiattimento dei consumi: per esempio, Calenda e Margaritora [1979] hanno trovato per una zona di Roma nell'anno 1977 un coefficiente di punta mensile massimo pari a 1,05 (mesi di giugno e luglio), un coefficiente di punta giornaliero pari a 1,11 e un coefficiente di punta orario pari a 1,34 (in un giorno del mese di giugno). Tali valori sono molto più piccoli dei corrispondenti valori di punta di 1,18–1,30 e 1,70 indicati in precedenza per una città di importanza molto grande. Gli stessi autori, sempre per una zona di Roma, hanno trovato un valore del rapporto K_h tra la portata di punta oraria e quella media giornaliera

pari a 1,33 in un giorno del mese di febbraio 1978 e pari a 1,16 il 13 giugno 1977, che è stato il giorno di massimo consumo annuo.

In una più recente ricerca di Margaritora e Moriconi [1990] sui consumi della città di Roma sono stati ricavati un coefficente di punta giornaliero α_g variabile tra 1,09 e 1,13 e un coeffiecente di punta orario α_h compreso tra 1,28 e 1,40. Per la città di Milano gli stessi autori hanno però dedotto coefficenti di punta ben maggiori e precisamente valori di α_g compresi tra 1,30 e 1,45 e di α_h compresi tra 1,20 e 1,80, quindi abbastanza in accordo con quelli riportati in precedenza per città di importanza molto grande.

Tuttavia, a parte i suddetti ultimi valori di α_g e α_h, si nota che in genere in questi ultimi anni si sta verificando un certo appiattimento dei consumi, che però può dipendere da vari fattori, fra i quali assai importante è l'esistenza di molti impianti di autoclave, dotati di depositi d'acqua di volume non trascurabile, soggetti a riempimento nei periodi di limitato consumo, i quali smorzano le punte di richiesta.

Nella maggior parte dei casi però, l'appiattimento dei consumi è dovuto alla carenza dei quantitativi d'acqua immessi nella rete di distribuzione, per cui le punte di richiesta idrica non possono superare certi limiti, non essendo esse completamente soddisfatte; contemporaneamente si verifica un aumento dei consumi minimi, per l'incremento di richiesta da parte di quegli utenti che non hanno potuto soddisfare interamente i fabbisogni nei periodi di punta. Ciò appare confermato proprio dal notevole aumento degli impianti di autoclave presenti nei centri urbani, aumento dovuto certamente al fatto che molti utenti notano una carenza o una mancanza di fornitura nei momenti di maggior richiesta idrica.

Un'altra conferma della suddetta causa dell'appiattimento dei consumi viene dai dati forniti da Calenda e Margaritora [1979] relativi a una zona di Roma: il rapporto K_h tra la portata di punta oraria e la portata media giornaliera è risultato di circa 1,33 in un giorno del mese di febbraio 1978 e di 1,16 il 13 giugno 1977, che è stato quello di massimo consumo annuo. Si noti che, mentre il primo valore è praticamente coincidente con quello trovato per la città di Milano in un giorno di luglio 1930 e riportato nella tabella 1.12, il secondo risulta sensibilmente minore; ciò potrebbe essere appunto dovuto a una certa carenza d'acqua in tale zona di Roma nel giorno di massima richiesta annua.

Il fatto che l'appiattimento dei consumi riscontrato nella città di Roma, anche nelle ricerche più recenti, possa essere in gran parte dovuto all'impossibilità di soddisfare le punte di richiesta con i quantitativi d'acqua disponibili, sembra confermata dall'esistenza in questa città di una percentuale di utenze servite mediante luce tarata, anziché mediante contatori.

Nella realizzazione di nuovi acquedotti o nel potenziamento di acquedotti esistenti appare quindi corretto non tenere conto dell'appiattimento dei consumi, la cui causa principale sembra essere la carenza della disponbilità d'acqua, per cui si può ancora oggi fare riferimento, con sufficente attendibilità, alle oscillazioni di consumo di cui si è detto in precedenza.

Sono attualmente in corso delle indagini sistematiche da parte di alcuni gruppi di ricercatori italiani sui consumi e sui fabbisogni idrici di centri abitati con caratteristiche molto diverse. I dati fino a ora pubblicati, anche se già numerosi, non sono ancora sufficienti per poter fare delle valutazioni conclusive; è tuttavia auspi-

cabile che si possa giungere, entro tempi non molto lunghi, a risultati utili in un settore della tecnica che sta diventando in questi ultimi anni via via più importante a causa del manifestarsi sempre più frequente di carenze di un bene di primaria necessità qual è l'acqua per uso potabile.

1.7 Capacità di compenso dei serbatoi e delle vasche di accumulo in genere

Quando si ha una legge $Q_a = Q_a(t)$ delle portate in ingresso (legge degli afflussi) in una qualsiasi opera (un lago artificiale, un serbatoio di compenso, una vasca di accumulo di un impianto di sollevamento ecc.), affinché possa aversi una legge $Q_e = Q_e(t)$ delle portate in uscita (legge dei deflussi) diversa dalla prima, è necessario che l'opera abbia la capacità necessaria per svolgere una funzione di compenso.

Tale capacità è facilmente determinabile una volta note le leggi degli afflussi e dei deflussi. Si abbiano per esempio, in un certo intervallo di tempo T, le leggi delle portate in entrata e delle portate in uscita indicate nella figura 1.7, leggi che, per ipotesi, si ripetono invariate nei successivi intervalli di tempo T. Durante i periodi in cui la portata in ingresso è maggiore di quella in uscita, il serbatoio si va riempendo, mentre, quando è maggiore la portata in uscita si va vuotando.

Essendo uguali l'afflusso globale e il deflusso globale nel periodo T considerato, l'area tratteggiata nella figura 1.7, che rappresenta l'eccesso di deflusso rispetto all'afflusso dall'istante t_3 all'istante t_9, deve essere pari alla somma delle due aree punteggiate, che rappresentano nel complesso l'eccesso di afflusso rispetto al deflusso nel periodo T. La capacità V da assegnare al serbatoio è perciò uguale all'area tratteggiata o alla somma di quelle punteggiate. Il serbatoio, che risulta vuoto all'istante t_9, va quindi riempendosi fino all'istante t_3 del periodo T successivo a quello in esame; il volume V immagazzinato viene consumato da tale istante fino all'istante t_9, per far fronte all'eccesso di deflusso rispetto all'afflusso.

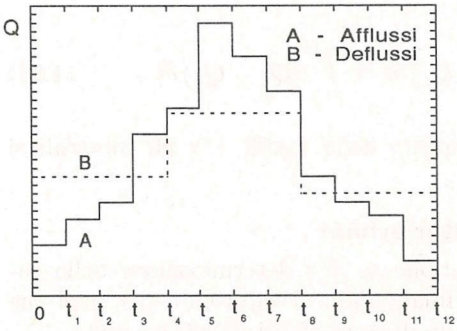


Fig. 1.7 Afflussi e deflussi da un serbatoio in un dato intervallo di tempo.

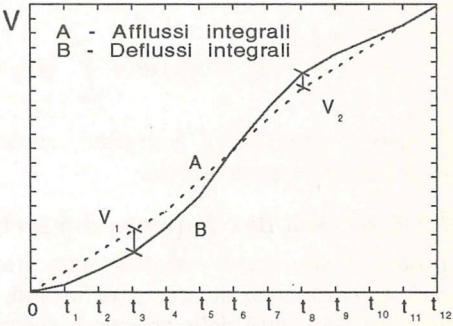


Fig. 1.8 Afflussi e deflussi integrali da un serbatoio.

Agli stessi risultati si giunge prendendo in esame i diagrammi degli afflussi integrali e dei deflussi integrali nell'intervallo T, riportati nella figura 1.8, diagrammi

le cui ordinate, corrispondenti a un certo istante t, rappresentano rispettivamente il volume globale affluito e quello globale defluito dall'istante iniziale fino a tale istante. Tenendo conto delle scale di rappresentazione, la pendenza del generico tratto di diagramma in un certo intervallo di tempo Δt rappresenta la portata affluita (o defluita) nell'intervallo stesso; perciò il serbatoio si va riempendo negli intervalli in cui la pendenza del diagramma degli afflussi è maggiore di quella del diagramma dei deflussi, mentre si va vuotando quando la pendenza del primo diagramma è minore di quella del secondo. Detto allora v il volume liquido contenuto nel serbatoio all'istante iniziale, all'istante t_3 detto volume è pari a $v + V_1$ (figura 1.8); dall'istante t_3 all'istante t_9 si vede che il diagramma dei deflussi ha sempre una pendenza più elevata rispetto a quella degli afflussi, per cui il serbatoio si va vuotando; all'istante t_6, fino al quale l'afflusso globale è stato esattamente uguale al deflusso globale, il volume liquido nel serbatoio è ancora pari a v, mentre all'istante t_9 è pari a $v - V_2$ e alla fine dell'intervallo T è di nuovo uguale a v. In definitiva, quindi, la capacità V del serbatoio, che è pari alla differenza tra il massimo volume $(v + V_1)$ e il minimo volume $(v - V_2)$ in esso contenuti, risulta:

$$V = (v + V_1) - (v - V_2) = V_1 + V_2 \tag{1.22}$$

cioè la capacità V è uguale alla somma del massimo scostamento positivo V_1 e del massimo scostamento negativo V_2 tra i diagrammi degli afflussi e dei deflussi integrali. Anche dall'analisi della figura 1.8 si deduce facilmente che il serbatoio risulta pieno all'istante t_3 in cui si verifica il massimo scostamento positivo V_1 tra i due diagrammi, mentre risulta vuoto all'istante t_9 nel quale si ha il massimo scostamento negativo V_2. È facile riscontrare che i volumi V_1 e V_2 sono rispettivamente pari alla prima e alla seconda area punteggiata della figura 1.7, per cui si è pervenuti agli stessi risultati già trovati analizzando la successione cronologica degli afflussi e dei deflussi.

Naturalmente la capacità dell'opera può essere determinata agevolmente anche per via analitica. Risulta infatti:

$$V = \int_{t_9}^{t_{12}} (Q_a - Q_e)\, dt + \int_0^{t_3} (Q_a - Q_e)\, dt = \int_{t_3}^{t_9} (Q_e - Q_a)\, dt \tag{1.23}$$

Nel caso di diagrammi a gradini, come quello della figura 1.7, gli integrali si riducono a delle sommatorie.

1.7.1 Capacità di compenso dei serbatoi urbani

Il procedimento sopra esposto viene ora applicato alla determinazione della capacità di compenso dei serbatoi urbani, rimandando al capitolo 5 per quel che riguarda la capacità delle vasche di accumulo degli impianti di sollevamento.

Le reti di distribuzione urbana devono essere dimensionate per la portata Q_{hmax} di punta oraria che si ha nel corso dell'anno, mentre la condotta addutrice può essere dimensionata anche per una portata inferiore, assegnando al serbatoio una certa capacità di compenso, che sia in grado di sopperire, in determinati intervalli di tempo, alla maggiore richiesta della rete rispetto alla portata in arrivo dall'addutrice.

La condotta addutrice può essere dimensionata per una portata $Q = \varphi \bar{Q}$, variabile tra quella media annua $\bar{Q}$ e quella di punta oraria $Q_{hmax} = \alpha_h \bar{Q}$, per cui il coefficente φ risulta variabile tra 1 e α_h. All'aumentare della portata di dimensionamento dell'addutrice, e quindi del coefficente φ, la capacità di compenso che deve avere il serbatoio diminuisce, fino ad annullarsi per $\varphi = \alpha_h$, non essendo in questo caso necessaria alcuna funzione di compenso del serbatoio stesso.

Il volume V di compenso viene in genere espresso in termini di consumo giornaliero medio annuo, per cui si ha:

$$V = \psi(\varphi)\ 86\,400\ \bar{Q} \tag{1.24}$$

essendo la $\psi(\varphi)$ una funzione decrescente all'aumentare di φ. Per conoscere tale funzione occorre determinare i valori di ψ corrispondenti ad alcuni valori di φ. Per $\varphi = 1$ (dimensionamento dell'addutrice per la portata media annua $\bar{Q}$), facendo riferimento ai dati delle portate medie mensili della tabella 1.11 secondo Marchetti, validi per città di media importanza, si osserva che il serbatoio deve far fronte alla maggiore richiesta della rete nel semestre maggio-ottobre, grazie al volume idrico che in esso si è accumulato nel periodo novembre-aprile. Il volume di compenso, che in base alla (1.23) si riduce a una sommatoria di sei termini, risulta quindi:

$$\begin{aligned} V &= (0,10 + 0,25 + 0,30 + 0,30 + 0,25 + 0,15) \times 30 \times 86\,400\,\bar{Q} \\ &= 40,5 \times 86\,400\,\bar{Q} \end{aligned} \tag{1.25}$$

quindi, per $\varphi = 1$, il coefficente $\psi = 40,5$.

In maniera del tutto analoga, facendo riferimento alle portate medie mensili di Arredi e di Conti della tabella 1.11, si deducono per ψ i valori 22,5 e 18 da ritenersi validi rispettivamente per città di importanza medio-alta e di importanza molto grande.

Dimensionando l'addutrice per la portata massima mensile $Q_{Mmax} = K_M\,\bar{Q}$, il serbatoio dovrà avere una capacità tale da effettuare un compenso tra afflussi e deflussi nel mese di maggior consumo annuo; per poter determinare la suddetta capacità, occorre applicare il metodo in precedenza illustrato ai valori delle portate medie giornaliere in tale mese.

Conti, analizzando i consumi giornalieri nel mese di massimo consumo in alcune città tedesche, in cui si aveva un valore del coefficente $K_g = Q_{gmax}/Q_{Mmax} = 1,23$, (il quale, come detto in precedenza, è valido per città di media importanza), ha trovato che, per una condotta addutrice dimensionata per la portata Q_{Mmax}, la capacità di compenso da assegnare al serbatoio risulta:

$$V = 1.435 \times 86\,400\ Q_{Mmax} \tag{1.26}$$

ed essendo, per città di media importanza, $Q_{Mmax} = 1,3\ \bar{Q}$, dalla (1.26) si ottiene:

$$V = 1.87 \times 86\,400\ \bar{Q} \tag{1.27}$$

quindi, per $\varphi = 1,3$, risulta $\psi = 1,87$.

Per città di importanza medio-alta e di importanza molto grande, per le quali il coefficente di punta K_g vale rispettivamente circa $1,16$ e $1,10$, i volumi di compenso V necessari se l'addutrice è dimensionata per la portata del mese di massimo consumo sono ovviamente inferiori di quello dato dalla (1.27) e possono assumersi pari, nei due casi, a $1,10$ e a $0,80$ del consumo medio giornaliero di tale mese.

Quindi per città di importanza medio-alta, per le quali $K_M = 1,25$ (tabella 1.11), si ha:

$$V = 1,10 \times 1,25 \times 86\,400\ \bar{Q} = 1,37 \times 86\,400\ \bar{Q} \tag{1.28}$$

per cui al valore $\varphi = 1,25$ corrisponde un $\psi(\varphi) = 1,37$.

Per città di importanza molto grande, per le quali $K_M = 1,18$ (tabella 1.11), risulta:

$$V = 0,80 \times 1,18 \times 86\,400\ \bar{Q} = 0,94 \times 86\,400\ \bar{Q} \tag{1.29}$$

per cui al valore $\varphi = 1,18$ corrisponde un $\psi(\varphi) = 0,94$.

Se si dimensiona la condotta addutrice per la portata media Q_{gmax} del giorno di massimo consumo annuo, la capacità del serbatoio deve essere in grado di compensare gli afflussi e i deflussi in tale giorno e può essere ricavata, per i tre tipi di città presi in esame, dai dati di consumo orario della tabella 1.12 o dai grafici della figura 1.6

Per città di importanza media il serbatoio risulta pieno alle ore 7 e va vuotandosi fino alle 21, mentre va riempendosi da tale ora fino alle 7 del giorno successivo. Facendo riferimento al periodo di riempimento, mediante la (1.23), che si riduce a una sommatoria, si ottiene:

$$V = (0,20 + 0,30 + 0,52 + 0,70 + 0,80 + 0,80 + 0,76 + 0,70 +$$

$$+ 0,52 + 0,13) \times 3600\, Q_{gmax} = 5,43 \times 3600\, Q_{gmax} \tag{1.30}$$

Avendo presente che Q_{gmax} per il tipo di città in esame è pari a $1,6\,\bar{Q}$ ed esprimendo il volume di compenso V in termini di consumo giornaliero medio annuo, dalla (1.30) si ricava:

$$V = 5,43\ \frac{86\,400}{24} 1,6\ \bar{Q} = 0,362 \times 86\,400\, \bar{Q} \tag{1.31}$$

per cui, al valore $\varphi = 1,6$ corrisponde un $\psi(\varphi)$ della (1.24) = 0,362.

Applicando lo stesso procedimento ai dati di consumo relativi a città di importanza medio-alta, si ottiene la seguente capacità di compenso del serbatoio per addutrice dimensionata per Q_{gmax}, che in questo caso è pari a $1,45\ \bar{Q}$:

$$V = (0,14 + 0,25 + 0,40 + 0,55 + 0,60 + 0,60 + 0,58 + 0,55 +$$

$$+ 0,46 + 0,13) \times 3600 \times 1,45\ \bar{Q} = 0,257 \times 86\,400\ \bar{Q} \tag{1.32}$$

per cui al valore $\varphi = 1,45$ corrisponde un $\psi(\varphi) = 0,257$.

Analogamente, con i dati di consumo relativi a città di grande importanza, si deduce che dimensionando l'addutrice per Q_{gmax}, uguale ora a $1,30\ \bar{Q}$, è necessaria la seguente capacità di compenso del serbatoio:

$$V = (0,10 + 0,19 + 0,30 + 0,40 + 0,45 + 0,48 + 0,47 + 0,47 +$$

$$+ 0,38 + 0,13) \times 3600 \times 1,30\ \bar{Q} = 0,140 \times 86\,400\ \bar{Q} \qquad (1.33)$$

per cui al valore $\varphi = 1,3$ corrisponde $\psi(\varphi) = 0,140$.

Dimensionando l'addutrice per la portata di punta oraria annua $Q_h = \alpha_h \times \bar{Q}$ con α_h pari rispettivamente a $0,250$, $2,00$ e $1,70$ per i tre tipi di città in esame, non occorre, come si è già detto, alcuna capacità di compenso del serbatoio, per cui $\psi(\varphi) = 0$.

I quattro valori di ψ determinati non sono sufficienti per conoscere con sufficiente esattezza l'andamento della funzione $\psi = \psi(\varphi)$, per cui vengono di seguito calcolati i valori di ψ corrispondenti a qualche altro valore di φ, per i tre tipi di centri abitati presi in esame.

Città di media importanza

Per $\varphi = 1,10$, dai dati della tabella 1.11 si vede che il serbatoio deve effettuare un compenso della portata in arrivo dall'addutrice da giugno a ottobre e si ricava facilmente che $\psi = 22,5$. Analogamente si deduce che $\psi = 15$ per $\varphi = 1,15$ e $\psi = 9$ per $\varphi = 1,20$.

Per $\varphi = 2$ l'addutrice viene dimensionata per una portata $Q = 2\bar{Q} = 2\,Q_{gmax}/1,6 = 1,25\,Q_{gmax}$; dai dati della tabella 1.12 si deduce che la portata richiesta nella rete di distribuzione è maggiore di quella in arrivo al serbatoio dalle ore 8 alle 20, per cui la capacità da assegnare al serbatoio è in questo caso pari alla differenza tra il volume d'acqua in uscita e quello in arrivo in tale arco della giornata. Il primo dei suddetti volumi si ricava dai dati della tabella 1.12, mentre il secondo è uguale a $1,25\,Q_{gmax} \times 3600 \times 12$; a conti fatti, esprimendo al solito la capacità V del serbatoio mediante la (1.24), si ricava un valore di $\psi = 0,132$.

Analogamente, per $\varphi = 2,10$ l'addutrice viene dimensionata per la portata $2,10\,\bar{Q} = 1,312\,Q_{gmax}$ e il serbatoio deve far fronte a una maggior richiesta della rete ancora dalle ore 8 alle 20; ne risulta un valore di $\psi = 0,082$. Per $\varphi = 1,8$ la portata di dimensionamento dell'addutrice è $1,8\,\bar{Q} = 1,125\,Q_{gmax}$ e la capacità del serbatoio deve far fronte a una maggiore richiesta della rete dalle ore 7 alle ore 21; si ricava in questo caso $\psi = 0,245$.

Città di importanza medio-alta

Dai dati della tabella 1.11 (Arredi) si vede che per $\varphi = 1,10$ il serbatoio deve effettuare un compenso nei mesi di giugno, luglio e agosto e si deduce un valore del coefficente $\psi = 10,5$; per $\varphi = 1,15$ la funzione di compenso del serbatoio si riduce ai soli mesi di luglio e agosto e si ricava $\psi = 6,0$.

Per $\varphi = 1,6$, l'addutrice è dimensionata per la portata $1,6\,\bar{Q} = 1,6\,Q_{gmax}/1,45 = 1,103\,Q_{gmax}$ e dai dati della tabella 1.12 si vede che il serbatoio, nel giorno di massimo consumo annuo, deve far fronte a una maggior richiesta della rete rispetto

alla portata in ingresso dalle ore 7 alle 21; la sua capacità è quindi uguale alla differenza tra il volume idrico in uscita e quello in ingresso in tale periodo. Eseguendo i calcoli si ricava un valore di $\psi = 0,170$.
Per $\varphi = 1,8$ l'addutrice è dimensionata per la portata $1,8\,\bar{Q} = 1,8\,Q_{gmax}/1,45 = 1,241\,Q_{gmax}$; nel giorno di massimo consumo annuo la portata in uscita dal serbatoio è maggiore di quella in arrivo dalle ore 8 alle 20 e si deduce un valore di $\psi = 0,053$.

Città di grande importanza

Dai dati della tabella 1.11 (Conti) si vede che per $\varphi = 1,05$ il serbatoio deve effettuare un compenso da maggio a settembre e si deduce un valore di $\psi = 9,3$; analogamente per $\varphi = 1,10$ si ricava $\psi = 3,6$.
Per $\varphi = 1,4$, l'addutrice è dimensionata per la portata $1,4\,\bar{Q} = 1,4\,Q_{gmax}/1,3 = 1,077\,Q_{gmax}$ e dai dati della tabella 1.12 si vede che, nel giorno di massimo consumo annuo, il serbatoio deve far fronte a una maggior richiesta della rete rispetto alla portata in arrivo dalle ore 7 alle 21; la sua capacità di compenso è quindi pari alla differenza tra il volume idrico in uscita e quello in ingresso in tale periodo e si deduce perciò un valore di $\psi = 0,103$. Analogamente, per $\varphi = 1,55$ l'addutrice è dimensionata per la portata $1,55\,\bar{Q} = 1,55\,Q_{gmax}/1,3 = 1,192\,Q_{gmax}$ e il serbatoio, nel giorno di massimo consumo, deve far fronte a una maggior richiesta della rete dalle ore 8 alle 20. Si ottiene in questo caso un valore di $\psi = 0,041$.

1.8 Dati riassuntivi relativi ai consumi e alla capacità di compenso dei serbatoi

A conclusione di quanto detto nei precedenti paragrafi, si ritiene opportuno riassumere nelle tabelle 1.13 e 1.14 i dati relativi alle variazioni dei consumi e alle capacità di compenso dei serbatoi per i tre tipi di città presi in esame.

Nella tabella 1.13 sono riportati i valori dei vari coefficenti di punta mensile, giornaliera e oraria e nella tabella 1.14 i valori del coefficente $\psi = \psi(\varphi)$ della (1.19).

Nella figura 1.9 è tracciata la funzione $\psi = \psi(\varphi)$ per i tre tipi di città; si può osservare come tale funzione decresca con una legge molto rapida per φ che aumenta dal valore 1 fino al valore di punta mensile K_M, mentre nel restante campo di variazione di φ la funzione decresce assai più lentamente; si manifesta, in sostanza, una brusca variazione della $d\psi/d\varphi$ nell'intorno del valore $\varphi = K_M$. Risulta perciò praticamente impossibile riuscire a trovare un'equazione che segua in modo accettabile la funzione $\psi = \psi(\varphi)$ in tutto il campo di variazione di φ.

Nella figura 1.10 è tracciata la funzione $\psi = \psi(\varphi)$ per i tre tipi di città presi in esame, escludendo la zona in cui φ è più prossimo a 1, che ha scarso interesse pratico per la capacità di compenso molto elevata che deve avere il serbatoio: ciò ha consentito di adoperare per le ordinate ψ una scala maggiore.

Sulla capacità di compenso dei serbatoi si tornerà nei capitoli 5 e 12, facendo sin da ora presente che la capacità utile complessiva dei serbatoi stessi si ottiene sommando alla capacità di compenso quelle di riserva e per il servizio antincendio.

Inoltre, si premette che solo in casi del tutto eccezionali la capacità di compenso viene determinata in base a valori di φ inferiori al valore del coefficente di punta mensile K_M, in quanto ciò, oltre a non risultare economico, porrebbe an-

che problemi di natura igienica, per l'eccessivo tempo di detenzione dell'acqua nel serbatoio.

Tab. 1.13 Valori dei coefficienti di punta mensili, giornalieri e orari per città di importanza media (A), di importanza medio-alta (B) e di importanza molto grande (C)

Tipo di città	$K_m = \frac{Q_{m\,max}}{Q}$	$K_g = \frac{Q_{g\,max}}{Q_{m\,max}}$	$\alpha_g = \frac{Q_{g\,max}}{Q}$	$K_h = \frac{Q_{h\,max}}{Q_{g\,max}}$	$\alpha_h = \frac{Q_{h\,max}}{Q}$
Città tipo A	1,30	1,23	1,60	1,56	2,50
Città tipo B	1,25	1,16	1,45	1,40	2,00
Città tipo C	1,18	1,10	1,30	1,32	1,70

Tab. 1.14 Valori del coefficiente $\psi = \psi(\varphi)$ per centri abitati di importanza media (A), di importanza medio-alta (B) e di importanza molto grande (C)

	CITTA' TIPO A	CITTA' TIPO B	CITTA' TIPO C
1,00	40,5	22,5	18,0
1,05			9,3
1,10	22,5	10,5	3,6
1,15	15,0	6,0	
1,18			0,94
1,20	9,0		
1,25		1,37	
1,30	1,87		0,140
1,40			0,103
1,45		0,257	
1,55			0,041
1,60	0,362	0,170	
1,70			0,00
1,80	0,245	0,053	
2,00	0,132	0,00	
2,10	0,082		
2,50	0,00		

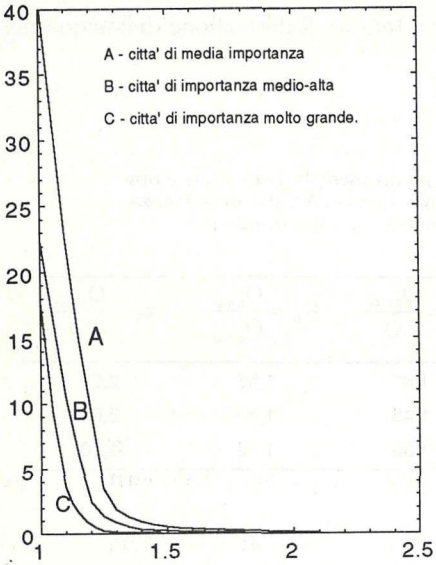


Fig. 1.9 Andamento della funzione $\psi(\varphi)$ per tre tipi di centri abitati.

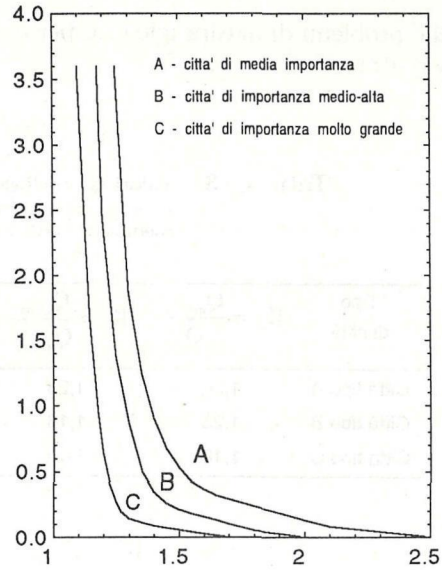


Fig. 1.10 Funzione $\psi(\varphi)$ per tre tipi di centri abitati nel campo ψ<3,6.

Bibliografia

Arredi F., " Fabbisogni idrici", in *Conferenza Nazionale delle acque*, Tipografia del Senato, Roma 1972.

Arredi F., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1982.

Benedini M., Spaziani F.M., " Una metodologia di valutazione dei fabbisogni idrici, con particolare riguardo agli usi agricoli e industriali", in *XXI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, L'Aquila, settembre 1988.

Benedini M., " Fabbisogni idrici", in *I problemi delle acque in Italia*, Ministero dell'Agricoltura e delle Foreste, Ed. Agricole, Bologna 1990.

Bossola A.,"Le perdite. Tecnologie di controllo e di riabilitazione delle reti idriche", in *Atti del Simposio dell'Associazione Idrotecnica*, Firenze, 2 Settembre 1992, *Idrotecnica*, n. 6, 1992.

Brath A., Milano V., " Previsione dei fabbisogni idropotabili per una vasta area", in *Ingegneria Sanitaria*, n. 3, 1985.

Calenda G., Margaritora G., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1979.

Conti L., (a cura di G. Di Ricco),*Corso di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, R. Scuola d'Applicazione per l'Ingegneria, Roma 1924.

Curto G., Mazzola M. R., "Il problema della corretta valutazione dei fabbisogni per acquedotti", in *Atti del 7° Corso di aggiornamento su Tecniche per la*

Calenda G., Margaritora G., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1979.

Conti L., (a cura di G. Di Ricco),*Corso di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, R. Scuola d'Applicazione per l'Ingegneria, Roma 1924.

Curto G., Mazzola M. R., "Il problema della corretta valutazione dei fabbisogni per acquedotti", in *Atti del 7° Corso di aggiornamento su Tecniche per la difesa dall'inquinamento*, BIOS, Cosenza 1986.

Fair G.M., Geyer J.C.,O'Kun D.A., *Water and wastewater engineering*, John Wiley, Inc.,1966.

Fair G.M., Geyer J.C., O'Kun D.A., *Elements of water supply and wastewater disposal*, John Wiley Inc., 1971.

Fallico C., Remedia G., " I fabbisogni d'acqua per impieghi domestici e servizi pubblici nei centri abitati della Calabria", in *Ingegneria Sanitaria*, n. 4,1980.

Frega G., *Lezioni di acquedotti e fognature*, Ed. Liguori, Napoli 1984, 2ª ediz.

Marchetti M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, Tamburini, Milano 1947.

Margaritora G., Moriconi P., " Consumi idropotabili del Comune di Roma", in *La conoscenza dei consumi per una migliore gestione delle infrastrutture acquedottistiche*, Sorrento, Aprile 1990.

Messina U., " Influenza dell'assetto dei centri urbani sui consumi di acqua potabile", in *Idrotecnica*, n. 2, 1974.

Orsi E., Zampaglione D., " Consumi idropotabili in Lombardia. Rilevazioni e prospettive" in *La conoscenza dei consumi per una migliore gestione delle infrastrutture acquedottistiche*, Sorrento, Aprile 1990.

Piano generale degli acquedotti - Centro fototecnico del Ministero LL.PP, 1969.

Zoccoli F.," Acquedotti", in *Manuale di Ingegneria Civile*, vol.1, cap.5, Cremonese, Roma 1986, ed. 2ª.

2

LA QUALITÀ DELLE ACQUE PER USO POTABILE

2.1 Generalità

L'acqua distribuita dagli acquedotti urbani deve avere, a seconda degli usi, determinate caratteristiche fisiche e un contenuto di sostanze disciolte o sospese (sostanze organiche, inorganiche e microrganismi) compreso entro certi limiti.

I limiti più restrittivi e più importanti, per le conseguenze che possono derivare da un loro mancato rispetto, sono quelli relativi all'uso alimentare, che condizionano il giudizio di potabilità e quindi l'utilizzazione di un'acqua per rifornire gli acquedotti urbani, malgrado i fabbisogni idrici necessari per soddisfare le esigenze alimentari siano piuttosto limitati rispetto a quelli che occorrono per gli altri usi.

I requisiti richiesti per un'acqua potabile sono relativi alle caratteristiche organolettiche, fisiche, chimiche, batteriologiche[1], da accertare con una serie di indagini e da tenere continuamente sotto controllo. Un'acqua, per essere potabile, non deve contenere né microrganismi patogeni che possono risultare nocivi alla salute dell'uomo, né sostanze tossiche, né sostanze chimiche in concentrazioni tali da poter nuocere alla salute e inoltre i suoi caratteri fisici e organolettici (temperatura, limpidezza, odore, sapore ecc.) devono conferirle gradevolezza e senso rinfrescante.

Attualmente, la suddetta definizione di acqua potabile è formulata in base a una serie di ricerche scientifiche ed è accompagnata da una serie di normative che hanno lo scopo di definire quantitativamente i livelli di qualità richiesti, fissando dei limiti per tutti i parametri chimici, fisici e biologici.

Prima della captazione delle acque per uso potabile deve essere effettuata una ricerca preliminare sulle caratteristiche del bacino di raccolta, per accertarsi se esistono o meno fonti, anche potenziali, di inquinamento, in modo da eliminarle o evitare che possano manifestarsi.

2.2 Caratteri fisici e organolettici

L'acqua potabile deve essere fresca, limpida, incolore, inodore e di sapore gradevo-

---

(1) È difficile distinguere in fisiche e organolettiche alcune caratteristiche dell'acqua: generalmente vengono considerate caratteristiche organolettiche il colore, il sapore e l'odore.

le. L'esistenza di tali caratteristiche va accertata con esami fisici, che permettono di ottenere elementi utili circa il grado di protezione dell'acqua da eventuali fonti di inquinamento.

La *temperatura* dell'acqua potabile deve essere compresa tra 8 e 15°C. Mentre le acque superficiali hanno una temperatura abbastanza variabile in funzione di quella atmosferica, quelle sotterranee presentano oscillazioni di temperatura che si riducono progressivamente con la loro profondità, per cui in tali acque, forti e rapide oscillazioni di temperatura, associate a sensibili variazioni di portata e al manifestarsi di intorbidamento in seguito a precipitazioni atmosferiche, sono un indice di infiltrazione di acque superficiali e quindi della possibilità di inquinamento.

Il *colore* dell'acqua viene stabilito mediante confronto con soluzioni colorate aventi concentrazioni note o con speciali dischi di vetro opportunamente calibrati. Per le acque potabili è richiesta assenza di colore nei limiti praticamente rilevabili entro piccoli recipienti: precisamente il colore deve corrispondere a quello che assume un campione di acqua distillata avente in soluzione cloroplatinato di potassio, in quantità massima corrispondente a 15 mg/l di platino. Le acque sotterranee possono avere colorazioni brune dovute alla presenza di materiali torbosi o a sostanze chimiche superficiali: solo nel secondo caso il colore ha un significato igienico sfavorevole. Una colorazione giallastra può essere dovuta a sali di ferro, mentre una colorazione verdastra a presenza di clorofilla e assume un significato igienico sfavorevole.

La *limpidezza* è una caratteristica dell'acqua potabile molto importante. L'unità di misura della torbidità equivale alla presenza in acqua di 1 mg/l di SiO_2; per l'acqua potabile la torbidità non deve superare le 5 unità. Le acque superficiali risultano spesso torbide per la presenza di sostanze organiche e inorganiche in sospensione. Torbidità saltuarie si manifestano a volte nelle acque sotterranee dopo periodi piovosi; ciò è indice di una circolazione sotterranea rapida, breve e attraverso grossi meati, per cui le acque sono scarsamente protette per l'insufficiente potere filtrante del terreno. Torbidità permanenti possono essere dovute ad argilla colloidale o, quando si manifestano dopo un certo tempo di contatto con l'aria, a precipitazioni di sali di ferro, manganese o calcio.

L'acqua potabile deve essere *inodore*. Particolari odori, compreso quello di acido solforico, si possono avere per la decomposizione in superficie della materia organica. Per esempio, la crescita e la successiva decomposizione di alcuni tipi di alghe è causa di cattivo odore. Alcuni odori, come quelli dei composti fenolici, si manifestano o si accentuano in seguito alla clorazione.

L'entità dell'odore di un'acqua può essere espressa mediante il cosidetto *numero soglia*, che esprime quante volte un campione d'acqua deve essere diluito con un'acqua priva d'odore, per ottenere un odore appena percettibile: per un'acqua potabile il fattore di diluizione a 25° C deve essere ≤ 3.

Il *sapore* gradevole dell'acqua è dovuto ai gas e ai sali in essa disciolti. Una eccessiva mineralizzazione è causa di sapore sgradevole (salato, amaro, metallico); al riguardo, sfavorevoli per il sapore sono i solfati di Ca e Mg, i cloruri di Na, K, Ca e Mg, i sali di Mn, che devono essere tutti contenuti entro limiti che saranno precisati nel seguito.

L'acqua poco mineralizzata risulta insipida e leggere corrosioni delle tubazioni

possono più facilmente conferirle un gusto metallico; l'argilla dà invece all'acqua un sapore di terra, mentre il *plancton*, presente nall'acqua lacustre, le conferisce un sapore anomalo. La presenza di acido carbonico libero risulta invece gradevole, per il gusto acidulo e frizzante.

È da notare che difetti dell'acqua dovuti all'odore e al sapore sono meno tollerati di quelli dovuti alla torbidità e alla colorazione.

2.3 Caratteristiche chimiche

L'analisi chimica dell'acqua per uso potabile non è mirata alla determinazione di tutti gli elementi in essa contenuti, ma si limita a determinare la quantità di sostanze particolari, alcune delle quali non presentano importanza dal punto di vista igienico, ma hanno influenza sull'uso domestico non potabile, sull'uso industriale, sul comportamento dell'acqua in presenza dei materiali delle condotte; altre sostanze, invece, pur non essendo dannose per la salute, a causa della loro origine superficiale e in particolare della decomposizione di materie organiche, sono indici di inquinamento all'origine e di scarsa efficienza della depurazione nel percorso sotterraneo dell'acqua.

La reazione al tornasole delle buone acque potabili appena raccolte dal sottosuolo è lievemente acida per effetto della presenza di anidride carbonica; a contatto con l'atmosfera l'acqua perde una parte di tale gas e assume una reazione alcalina, per i bicarbonati alcalino-terrosi contenuti. Le acque con reazione alcalina iniziale o con reazione acida persistente, dovute rispettivamente a basi e acidi anomali, sono ritenute non buone per l'uso potabile.

Nelle buone acque potabili, i gas atmosferici disciolti devono essere presenti entro i seguenti limiti: ossigeno da 3 a 8 cm^3/l, azoto da 7 a 17 cm^3/l, anidride carbonica da 10 a 25 cm^3/l. Queste concentrazioni sono dovute anche ai processi di fermentazione e di decomposizione della materia organica del terreno, processi che avvengono con consumo di ossigeno e produzione di anidride carbonica.

Le sostanze solide disciolte nell'acqua sono per lo più i bicarbonati, i solfati e i cloruri di Ca, Mg, Na, K, presenti sia allo stato di molecole indissociate che come ioni positivi e negativi.

Il *residuo fisso* rappresenta il peso delle sostanze disciolte nell'acqua e viene determinato portando alla temperatura di 100-110°C l'acqua, precedentemente filtrata, e misurando il residuo di sostanze solide di natura sia organica che inorganica. Se, dopo completa evaporazione dell'acqua, si somministra ancora calore, portando la temperatura a 180°C, dal residuo fisso scompaiono le sostanze organiche e si ottiene il *residuo secco*, costituito solo dai sali inorganici.

Per l'uso potabile sono consigliabili acque con un residuo fisso compreso tra 100 e 500 mg/l, anche se non mancano esempi di acque usate come potabili con residuo fisso al di fuori di tali limiti. Salinità maggiori di 500 mg/l rendono l'acqua di difficile digestione, mentre si ritiene che mineralizzazioni minori di 100 mg/l abbiano effetti sfavorevoli alla calcificazione ossea e dentaria.

I sali di Ca e di Mg, che costituiscono la maggior parte delle sostanze inorganiche disciolte, costituiscono la durezza dell'acqua. Si distingue la *durezza totale*, che corrisponde al contenuto totale dei predetti sali, la *durezza temporanea*, che è costituita dai bicarbonati e viene eliminata con l'ebollizione e, infine, la *durezza*

permanente, che è pari alla differenza tra le prime due ed è in prevalenza costituita da solfati e, in minor misura, da cloruri, fosfati e altri sali. La durezza totale viene misurata in mg/l di $CaCO_3$ equivalente; ciò significa che un'acqua avente nel complesso una certa durezza totale contiene complessivamente tanti sali di Ca e di Mg, che, espressi in quantità equivalente di $CaCO_3$, corrispondono proprio alla durezza totale dell'acqua stessa. La durezza si esprime generalmente in gradi idrotimetrici francesi, inglesi o tedeschi, che valgono rispettivamente:
1 grado francese = 10 mg/l di $CaCO_3$;
1 grado tedesco = 10 mg/l di $CaCO_3$ per 0,70 l d'acqua = 1,43 gradi francesi;
1 grado tedesco = 10 mg/l di CaO = 1,79 gradi francesi.

La durezza dell'acqua, e in particolare quella temporanea, non presenta, entro certi limiti, molta importanza dal punto di vista igienico, ma ha una grande importanza per altri motivi, in quanto essa provoca vari inconvenienti, come la formazione di incrostazioni nelle caldaie, nelle lavatrici, nelle lavastoviglie, nelle macchine industriali in genere, negli impianti di riscaldamento; dà luogo, inoltre, a un maggior consumo di sapone, a una cattiva cottura di alcuni alimenti, quali per esempio i legumi ecc. Una durezza troppo bassa rende l'acqua corrosiva, facilitando il passaggio in soluzione di eventuali metalli tossici come il piombo.

Per un'acqua potabile sono in genere accettate durezze totali di 35 gradi francesi e durezze permanenti di 12 gradi francesi; i sali di Mg non dovrebbero superare 1/4 della durezza totale. Il limite abbastanza basso per la durezza permanente rispetto a quello fissato per la durezza totale è dovuto al fatto che la durezza permanente è formata da composti stabili e quindi è più difficilmente eliminabile. A seconda della durezza, le acque vengono in genere così classificate:

- molto dolci o molto molli o molto leggere	fino a 7 gradi francesi;
- dolci o molli o leggere	da 7 a 14 gradi francesi;
- di media durezza	da 14 a 28 gradi francesi;
- dure	da 30 a 54 gradi francesi;
- durissime	oltre 54 gradi francesi.

Il *ferro* e il *manganese* sono in genere presenti nelle acque in percentuali tali da non risultare nocivi alla salute, ma hanno importanza per la potabilità, sia perché alterano alcune caratteristiche organolettiche dell'acqua, alla quale conferiscono un gusto sgradevole e una colorazione scura, sia perché le acque stesse divengono inadatte per alcuni usi, quale per esempio il lavaggio della biancheria, che viene macchiata. La presenza di ferro e manganese è legata alla costituzione mineralogica del suolo da cui provengono le acque. Le elevate concentrazioni si trovano in genere in acque estratte da pozzi profondi perforati in terreni che contengono tali minerali; la presenza dell'anidride carbonica trasforma gli ossidi di Fe e Mn, insolubili in acqua, in bicarbonati solubili. Una buona acqua potabile non dovrebbe contenere in soluzione una concentrazione maggiore di 0,3 mg/l di Fe e di 0,2 di Mn, misurata non come peso di sali ma come peso di ioni Fe e Mn presenti nei sali. [2]

I *cloruri*, in piccole quantità, sono sempre presenti nelle acque naturali e possono avere varie origini. Quantità più elevate si riscontrano in acque di falda

---

[2] Per tutte le caratteristiche dell'acqua potabile vengono in seguito riportati i valori ottimali e i valori limiti ammissibili secondo il DPR n. 236 del 24.5.1988 in attuazione alle direttive CEE (tabella 2.2) e secondo l'Organizzazione Mondiale della Sanità (OMS) (tabella 2.3).

freatica nei pressi del mare o in acque che scorrono in rocce sedimentarie clorurate, come il salgemma e la carnallite. Quando i cloruri si presentano in quantità che oscillano in continuazione, rappresentano un indice di possibile inquinamento, in quanto possono derivare da sostanze di rifiuto organiche (feci, urine ecc.).

Ai fini della potabilità sono consigliate concentrazioni massime di cloruri (espressi in Cl) di 200 mg/l e sono ammesse concentrazioni limiti di 600 mg/l, con valori massimi di 35-50 mg/l di NaCl.

I *solfati* presenti nelle acque derivano, in genere, dalle rocce attraversate, per cui non hanno un significato di inquinamento, anche se presenti in quantità abbastanza rilevanti. Possono però avere anche origine da processi di mineralizzazione di sostanze organiche; in tal caso vanno ricercati indici più probativi di inquinamento (cloruri, nitrati, nitriti ecc.).

I solfati, in elevata concentrazione, conferiscono all'acqua un sapore assai sgradevole; la concentrazione massima consigliata per la potabilità è di 100 mg/l (espressi in solfatione SO_4), mentre quella limite ammessa è di 400 mg/l.

Le acque prive di *fluoro* favoriscono notevolmente la formazione della carie dentaria, specie nei bambini, mentre quelle iperfluorate provocano nell'età infantile forti alterazioni di sviluppo dei denti (fragilità, fessurazioni, screziature della dentina ecc.) e, negli adulti, possono dar luogo a lesioni alla tiroide, al fegato, alle ghiandole endocrine.

Le concentrazioni ottimali di *fluoruri* (espresse in termini di F) diminuiscono all'aumentare della temperatura dell'acqua; per temperature di 10-12°C i limiti inferiore e superiore di F sono di 0,9 e 1,7 mg/l; mentre per temperature di 21-26°C scendono rispettivamente a 0,7 e a 1,0 mg/l.

I *fosfati* di origine minerale, presenti in acque scorrenti in terreni ricchi di graniti e di gneiss, non superano 0,5 mg/l. Quantità più elevate indicano un inquinamento, in quanto i fosfati si riscontrano in abbondanza nelle escrezioni e nei residui animali; un'acqua potabile non deve perciò contenere più di 0,7 mg/l di fosfati (espressi in fosfationi PO_4).

L'origine minerale dell'*idrogeno solforato* può essere ammessa solo nel caso di acque molto profonde, provenienti da un sottosuolo ricco di rocce di origine vulcanica o di rocce marnose o gessose; in caso contrario tale composto è il prodotto della decomposizione della sostanza organica e indica una forte putrefazione in atto, in quanto l'idrogeno solforato viene nel terreno rapidamente ossidato e trasformato in solfati.

Molta importanza sull'esistenza di una eventuale contaminazione organica animale hanno i *composti dell'azoto*. L'*ammoniaca*, i *nitriti* e i *nitrati* rappresentano le varie tappe della decomposizione della sostanza organica morta, per cui la loro presenza nelle acque sta a indicare che queste hanno sicuramente avuto contatto con materie in via di putrefazione, che possono averle inquinate anche dal punto di vista batteriologico.

Diverso è però il significato della presenza di NH_4, NO_2 e NO_3. L'ammoniaca e i nitriti rappresentano fasi temporanee della decomposizione di sostanze organiche animali e sono perciò normalmente presenti solo sulla superficie del suolo, per cui hanno un significato negativo sull'autodepurazione sotteranea dell'acqua. La loro presenza è quindi indice di un percorso sotterraneo molto breve e non può perciò essere ammessa neanche in tracce, anche se talvolta l'ammoniaca viene

prodotta nella decomposizione di sostanze vegetali in terreni paludosi e torbosi e può perciò avere origine minerale (in questo caso è in genere accompagnata da rilevanti quantità di ferro).

Per tale motivo, mentre per la potabilità è richiesta l'assoluta assenza di nitriti, viene tollerata la presenza di ammoniaca libera fino a 1 mg/l e di quella combinata fino a 0,5 mg/l.

I nitrati rappresentano l'ultimo stadio della mineralizzazione della sostanza organica e quindi non costituiscono, da soli, un indizio sfavorevole sulla potabilità dell'acqua; acquistano un significato negativo solo se presenti in quantità elevate (più di $20 \div 30$ mg/l espressi in ioni di anidride nitrica N_2O_5) e accompagnati da NH_4 e NO_2.

2.4 Le sostanze organiche contenute nell'acqua

Qualsiasi acqua, per quanto pura, non è priva di sostanze organiche. Le acque meteoriche, a contatto con l'atmosfera, si caricano di sostanze organiche che si trovano in sospensione nell'aria; successivamente, durante lo scorrimento in superficie e l'eventuale percorso nel sottosuolo, se ne arrichiscono enormemente, in quanto tutte le sostanze organiche costituenti gli esseri viventi animali e vegetali, dopo la morte di questi, passano nel suolo e quindi nelle acque.

Occorre distinguere la presenza di sostanze organiche di origine vegetale da quella di sostanze organiche di origine animale; la prima, al contrario della seconda, non rappresenta un sicuro indice di inquinamento. L'origine animale si differenzia da quella vegetale per alcuni particolari comportamenti reattivi differenti (per esempio, il diverso consumo di ossigeno in ambienti acidi o alcalini); essa può inoltre essere desunta anche dalla presenza di elevati contenuti di cloro e dalla quantità e dal tipo di flora batterica.

La quantità di sostanze organiche presenti nelle acque si esprime in base al consumo di ossigeno necessario per la completa ossidazione, non essendo possibile fare altrimenti, data la grande varietà di composti organici; per l'ossidazione si usa il metodo del permanganato potassico. Come limite massimo di ossigeno necessario per l'ossidazione delle sostanze organiche, la maggior parte degli autori dà il valore di 2,5 mg/l, corrispondente a circa 50 mg/l di sostanze organiche, dal momento che 1 mg di O_2 ossida circa 20 mg di sostanze organiche.

Tale limite risulta però eccessivo per alcune acque; per la potabilità, la quantità di sostanze massime ammissibili deve essere stabilita caso per caso, correlandola strettamente al tipo di acqua e alle caratteristiche del suolo che questa attraversa.

2.5 Le sostanze tossiche

Le acque potabili devono essere prive di sostanze tossiche o contenerne entro limiti molto bassi, tali da non nuocere alla salute dell'uomo. Le più comuni sostanze tossiche che possono trovarsi nelle acque sono l'*argento*, l'*arsenico*, il *bario*, il *cadmio*, i *cianuri*, il *cromo*, il *mercurio*, il *piombo*, il *selenio*; tali sostanze possono essere di origine naturale o provenire dalle pareti delle tubazioni o da inquinamenti industriali. Per tali sostanze il DPR n. 236 del 24.5.1988 e l'OMS (Organizzazione

Mondiale della sanità) hanno fissato i limiti massimi in mg/l riportati nelle tabelle 2.2 e 2.3.

In alcune acque superficiali inquinate da rifiuti industriali sono stati trovati *idrocarburi aromatici policiclici*, che sono cancerogeni; il DPR n. 236 del 24.5.1988 ha stabilito che la concentrazione complessiva di 6 composti rappresentativi dell'intero gruppo (fluorantrene, 3,4 benzofluorantrene, 11,12 benzofluorantrene, 3,4 benzopirene, 1,12 benzoperilene e indenopirene) non deve superare 0,2 μg/l.

I *detergenti sintetici*, accanto ai loro grandi pregi, presentano l'inconveniente di essere difficilmente biodegradabili, per cui restano inalterati per lungo tempo, sia nel terreno che nelle acque. La loro presenza nelle acque ne ostacola la riossigenazione spontanea, ne altera le caratteristiche organolettiche, favorisce lo sviluppo delle alghe e risulta tossica per la vita ittica; per le acque potabili è ammessa una concentrazione massima di detergenti di 0,5 mg/l, in quanto valori maggiori possono causare formazioni di schiuma e sapore sgradevole e favorire l'assorbimento di sostanze tossiche eventualmente presenti nell'acqua.

Nelle acque possono risultare presenti dei *pesticidi*, la cui utilizzazione nel campo agricolo è andata rapidamente aumentando negli ultimi anni. I pesticidi comprendono prodotti *cloro-organici*, come il D.D.T. e simili, e prodotti *organofosforici* e sono ormai quasi sempre presenti in tutte le acque, specie in quelle superficiali, ma generalmente in quantità tali da non risultare tossici per l'uomo.

Per ogni tipo di pesticida sono stati proposti dei limiti di concentrazione per le acque potabili, limiti che vanno da 0,3 p.p.b. (parti per miliardo) (mg/m^3 o μg/l) per l'*aldrina* e la *dieltrina* a 60 mg/m^3 per il *malathion*, mentre per la fauna acquatica tali limiti devono essere circa 100 volte minori.

In Italia l'Ordinanza del Ministero della Sanità n. 101 del 31/3/1988 vieta l'impiego di erbicidi contenenti atrazina, molinate e bentozene in tutte le aree dove è stata accertata con analisi la presenza, nelle acque di falda utilizzate per il consumo umano, di residui di tali sostanze in concentrazioni superiori rispettivamente a 1 μg/l, 3,5 μg/l e 15 μg/l. Con ordinanza del Ministero della Sanità n.705/607 del 21.3.1990 è stato vietato l'uso di atrazina su tutto il territorio nazionale.

2.6 Le sostanze radioattive

Si va attualmente manifestando in misura non trascurabile il pericolo dell'inquinamento delle acque con sostanze radioattive artificiali, provenienti da scarichi di reattori nucleari e da ricadute di sostanze radioattive di inquinamento atmosferico. Le acque più esposte a tale pericolo sono quelle superficiali, in quanto le acque profonde, in seguito al moto di filtrazione attraverso il terreno, perdono gran parte del materiale radioattivo in esse presente.

Poiché molte delle materie radioattive possono risultare nocive all'organismo umano, occorre evitare che esse possano pervenire nelle acque potabili. L'OMS, in assenza di indagini più precise, indica per le acque potabili i seguenti limiti di allarme per la radioattività:

emissione di raggi α	10^{-9} μc/ml
emissione di raggi β	10^{-8} μc/ml

Quando tali valori vengono superati, occorre procedere a un'analisi radiochimica per controllare l'eventuale presenza di sostanze radioattive più pericolose.

2.7 L'aggressività dell'acqua

L'aggressività dell'acqua verso i vari materiali con cui essa viene a contatto dipende da molti e complessi fattori fisico-chimici e in particolare elettrolitici, non evidenziati in genere dalla semplice analisi chimica. Comunque, gli elementi di maggior importanza al riguardo sono il *PH*, l'*ossigeno libero*, l'*anidride carbonica*, il *cloro*.

Dal punto di vista potabile, interessa l'aggressività verso il piombo e il rame, che determina il passaggio in soluzione di questi metalli, che, a lungo tempo, risultano tossici anche in concentrazioni molto piccole.

Le tubazioni di rame, anche se a volte impiegate per le reti di distribuzione interna degli edifici, sono perciò sconsigliabili per il trasporto di acque potabili e quelle di piombo, a volte adoperate in passato, ora non sono più usate.

L'aggressività delle acque verso i metalli ferrosi, che dipende da molteplici fattori, legati sia alla struttura dei suddetti metalli che alle caratteristiche dell'acqua (durezza, ossigeno e anidride carbonica liberi ecc.), ha interesse solo nei riguardi della durata delle tubazioni, in quanto i prodotti della corrosione non hanno importanza ai fini della potabilità, potendosi essi ritenere innocui per l'organismo umano. Considerazioni analoghe valgono circa l'aggressività dell'acqua nei riguardi dei materiali litoidi e cementizi.

2.8 Caratteri batteriologici

I caratteri batteriologici sono quelli che rivestono la maggiore importanza nel giudizio di potabilità di un'acqua, in quanto risultano i più probativi dell'esistenza di condizioni di inquinamento.

Un'acqua batteriologicamente inquinata costituisce un mezzo estremamente efficace per la trasmissione di molte malattie infettive, tanto da poter facilmente fare insorgere delle vere e proprie epidemie. I *microrganismi patogeni*, che sono la causa delle malattie, vengono eliminati con le feci.

Le ricerche batteriologiche non sono mirate ad accertare la totale assenza di germi patogeni, in quanto ciò non potrebbe escludere il rischio della presenza futura di tali germi nell'acqua, ma hanno lo scopo di stabilire l'esistenza o meno di un potenziale pericolo di inquinamento di origine fecale, per effetto di un contatto dell'acqua con materiale di rifiuto, con acque reflue, liquami, deiezioni di animali e altre sostanze che contengono microrganismi patogeni.

In genere un'acqua batteriologicamente pura contiene in abbondanza solo la flora batterica che vive in ambiente idrico; la presenza di *microrganismi di origine fecale*, anche se non patogeni al momento dell'analisi, indica invece un contatto dell'acqua con sostanze di rifiuto, liquami, materiale fecale ecc. e quindi la possibilità che germi patogeni possano essere in futuro trasmessi all'acqua, qualora le predette sostanze ricevano gli escrementi di ammalati o di portatori sani.

L'esame batteriologico si propone innanzi tutto di determinare il *tasso microbico totale*, cioè il numero di microrganismi presenti in 1 ml d'acqua che si sviluppano dopo 48 ore di coltura in agar a 37 °C o dopo 72 ore a 20 °C. Un'acqua viene definita *purissima* se contiene, per ogni ml, fino a 100 microrganismi, *pura* se ne contiene da 100 a 1000, *mediocre* da 1000 a 10 000, *impura* da 10 000 a 100 000, *molto impura* se ne contiene più di 100 000.

Un altro fine molto importante dell'esame batteriologico dell'acqua è la ricerca di *batteri fecali*, che sono un indice di contaminazione da escrementi. I microbi che vengono ricercati quali *indicatori fecali* sono i *colibatteri*, fra i quali l'*Escherichia coli*, che è di origine unicamente fecale, gli *enterococchi*, il più caratteristico dei quali è lo *streptococco fecale*, e i *germi anaerobi sporigeni*, di cui il più tipico è il *bacillus perfringens*. Tali germi non sono patogeni e si trovano in abbondanza nell'intestino dell'uomo e degli animali, mentre incontrano difficoltà più o meno grandi a sopravvivere nell'ambiente esterno e in particolare nel terreno. Il *bacterium coli* è l'indicatore fecale più importante, in quanto ha una resistenza nell'ambiente esterno maggiore di quella di tutti i germi patogeni fecali, per cui se esso non è presente nell'acqua si ha la certezza dell'assenza di microbi patogeni.

Tuttavia è molto raro trovare un'acqua del tutto priva di colibatteri e degli altri indicatori fecali, dal momento che materiali di rifiuto possono trovarsi in qualsiasi luogo e che gli indicatori fecali possono restare nel suolo e nell'acqua per tempi più o meno lunghi. Le analisi devono determinare la concentrazione dei microbi nell'acqua, espressa o dal titolo, che è dato dal minor volume d'acqua in cui si rileva la presenza della specie o, meglio, dal numero probabile di individui della specie (indice MPN " Most probable number") presente in 100 ml d'acqua.

Le norme internazionali per l'acqua potabile, dopo aver sottolineato che il limite ideale per un'acqua sia l'assenza di colibatteri su 100 ml (MPN < 1), tenuto conto dei motivi tecnici ed economici che in molte zone non consentono di raggiungere tale situazione, stabiliscono, per la potabilità dell'acqua, i seguenti limiti:

a) all'ingresso nella rete di distribuzione, in un'acqua trattata devono essere assenti colibatteri nei campioni di 100 ml, mentre un'acqua non trattata non deve contenere l'Escherichia coli, ma può contenere altri colibatteri fino a un massimo di 3 in 100 ml, purché gli esami siano frequenti e le opere di presa e i serbatoi abbiano caratteristiche soddisfacenti. Tali limiti sono relativi ad almeno il 90 % dei campioni esaminati nel corso di un anno.
b) All'interno della rete di distribuzione la percentuale dei campioni privi di colibatteri non deve essere, nel corso di 1 anno, inferiore al 95 %; nessun campione deve avere un MPN > 10; non devono sussistere due successivi campioni con presenza di microrganismi; nessun campione deve contenere *E. coli*, che, come si è visto, è di sicura origine fecale.

Per l'acqua non distribuita da acquedotti, ma adoperata per approvvigionamenti individuali, non è spesso possibile rispettare i predetti limiti; è tuttavia sconsigliabile adoperare acqua con un MPN > 10, specie se è presente con regolarità l'*E. coli*.

Per quanto riguarda la periodicità delle analisi, le norme internazionali dell'OMS stabiliscono una frequenza mensile per centri abitati fino a 20 000 abitanti, di due settimane per centri da 20 000 a 50 000 abitanti, di 4 giorni per centri da 50 000 a 100 000 abitanti e di 1 giorno per centri con più di 100 000 abitanti; inoltre il numero minimo dei campioni mensili da sottoporre ad analisi deve essere pari a 1 campione ogni 5000 abitanti per centri con popolazione fino a 100 000 abitanti e a 1 campione ogni 10 000 abitanti per centri con popolazione maggiore.

Nel caso di nuove acque da captare per uso potabile, è necessario ripetere le analisi in vari periodi dell'anno; oltre che dei valori assoluti relativi alle caratteristiche fisiche, chimiche e batteriologiche, occorre tener conto delle variazioni delle

caratteristiche stesse nel corso dell'anno, nel senso che il giudizio sulla potabilità è tanto più favorevole quanto più tali caratteristiche risultano costanti.

Anche il DPR n. 236 del 24.5.1988 stabilisce il numero annuo delle analisi da effettuare e i parametri da prendere in esame. Riguardo ai controlli, al di là di quanto prevede la normativa, c'è da far rilevare l'importanza che essi siano frequenti e regolari, in quanto la contaminazione può essere intermittente; perciò è preferibile effettuare con frequenza dei controlli semplici anziché controlli più rari con test più sofisticati.

Da quanto detto in precedenza si può rilevare la diversa importanza che ha l'*E. coli* rispetto agli altri colibatteri; questo perché l'*E. coli* è di sicura origine fecale e perché, inoltre, ha una minore sopravvivenza in acqua rispetto alle altre specie del gruppo, per cui una sua presenza è indice di un inquinamento più recente. In sostanza, quindi, l'assenza di qualsiasi specie di colibatteri ha un valore in senso positivo, deducendo da essa l'assenza di qualsiasi germe patogeno, mentre la presenza d'*E. coli* ha un valore in senso negativo.

Recentemente si è aggiunto, accanto a quelli classici, un altro metodo di rilevamento di inquinamento dell'acqua da residui organici, materiali di rifiuto, sostanze tossiche, acque inquinate, metodo molto utile in particolare per i controlli d'esercizio.

Tale metodo è basato sul fatto che la maggior parte degli organismi costituenti il plancton dell'acqua dolce tollera molto poco qualsiasi forma di inquinamento e viene distrutta dalle sostanze inquinanti. Viene allora rilevato il numero degli *organismi unicellulari* contenuti in un dato volume d'acqua, distinguendoli nel *gruppo a clorofilla* (gruppo A) e in quello *senza clorofilla* (gruppo B) e si assume quale indice di inquinamento biologico (IBP) la grandezza:

$$IBP = \frac{100\,B}{A+B}$$

Le norme internazionali per l'acqua potabile classificano le acque nel seguente modo:

- IBP da 0 a 8 acqua pura;
- IBP da 9 a 20 acqua leggermente inquinata;
- IBP da 21 a 60 acqua inquinata;
- IBP maggiore di 60 acqua fortemente inquinata.

2.9 Giudizio di potabilità di un'acqua

Il giudizio di potabilità di un'acqua deve scaturire da tutte le ricerche e le analisi effettuate, anche se in genere si dà maggiore importanza alle indagini relative alle condizioni del bacino alimentatore e alle analisi batteriologiche. I risultati delle varie ricerche devono essere inquadrati in una visione armonica, nel senso che gli elementi favorevoli o sfavorevoli di un certo esame devono essere messi in relazione con quanto rilevato con gli altri esami.

Per esempio, un'elevata durezza e un notevole contenuto di cloruri, con un normale tasso microbico, con colititolo entro i limiti ammessi e con assenza di nitriti e di ammoniaca, non costituiscono indici di inquinamento, ma lo divengono se associati a tassi microbici e a colititolo elevati, con presenza di ammoniaca e

nitriti. La stessa cosa vale per l'idrogeno solforato, che, se non è associato ad altri indici di inquinamento, non assume significato negativo, in quanto derivante dalla costituzione mineralogica del suolo.

Se non vi è accordo tra i risultati delle varie indagini occorre trovarne la ragione con ulteriori ricerche. Solo quando tutti gli elementi rilevati convergono verso un giudizio favorevole, l'acqua può essere ritenuta potabile.

Riguardo alle indagini, occorre distinguere se si tratta di acque conosciute o di nuove acque; per le prime è sufficiente effettuare controlli periodici mediante analisi di *routine*, con la frequenza di cui si è detto in precedenza per le acque già distribuite dagli acquedotti, mentre per le seconde occorre effetuare una serie molto vasta di indagini in periodi diversi, in modo da accertarsi della costanza delle caratteristiche. Sono infatti sfavorevoli forti oscillazioni di portata, salti improvvisi di temperatura, intorbidimenti nei periodi piovosi, variazioni rapide del contenuto dei vari sali, diversità del tasso microbico in successive analisi.

2.10 Le fonti di approvvigionamento

Per l'approvvigionamento idropotabile si fa preferibilmente uso di acque sotterranee, di sorgente o di falda; quando tali acque non sono in quantità sufficiente, si utilizzano acque superficiali di corsi d'acqua o di laghi, mentre l'acqua marina viene utilizzata in casi rarissimi, dato che il costo della desalinizzazione è attualmente estremamente elevato. Le acque superficiali non hanno mai le caratteristiche di potabilità, per cui devono sempre essere sottoposte a idonei trattamenti per poter essere adoperate, mentre le acque sotterranee, e in particolare quelle sorgentizie, possono avere i requisiti per l'uso potabile anche senza trattamenti.

Le caratteristiche dell'acqua dopo un percorso nell'atmosfera, nel suolo e nel sottosuolo sono il risultato di un insieme di fattori fisici (scambi termici, trasporto di particelle di varia natura ecc.) e chimici (reazioni, soluzioni), che è necessario conoscere affinché si possa pervenire a una valutazione dell'acqua sotto il profilo igienico.

2.10.1 Le acque meteoriche

L'acqua piovana contiene in soluzione i gas che compongono in prevalenza l'atmosfera (ossigeno, azoto e anidride carbonica) in quantità prossime a quelle di saturazione, gas che interagiscono con i minerali presenti nel terreno; può contenere, inoltre, altri gas e corpuscoli presenti accidentalmente nella bassa atmosfera, quali per esempio ammoniaca e nitriti provenienti dalla decomposizione di sostanze organiche e da scarichi di gas industriali. Il contenuto batterico e quello delle suddette sostanze accidentali è estremamente variabile da luogo a luogo.

I microrganismi presenti nelle acque meteoriche sono prevalentemente quelli delle specie batteriche della comune microflora del terreno, mentre molto rari sono i microparassiti ed eccezionale è la presenza dei microrganismi che si trovano nell'intestino umano, per cui tali acque possono considerarsi pure dal punto di vista potabile.

Le acque piovane, giunte al suolo, scorrono su di esso, infiltrandosi in parte del sottosuolo. Vengono così alterate tutte le loro caratteristiche: le sostanze organiche e inorganiche presenti nel suolo, a seconda della loro natura, passano in soluzione

o restano in sospensione e con ciò l'acqua acquista colore, sapore, torbidezza e contenuto chimico; pervengono nell'acqua, inoltre, i microrganismi di varia natura presenti nel suolo.

2.10.2 Le acque superficiali

La maggior parte dei microrganismi, compresi quelli nocivi alla salute, si trova ovviamente in superficie, provenendo dai rifiuti della vita animale, per cui le acque dei torrenti e dei fiumi, essendo a diretto contatto con la superficie del suolo, presentano il maggior rischio di contenere germi patogeni, specie se scorrono subito a valle di scarichi di acque luride e di rifiuti organici della vita umana e animale.

I corsi d'acqua possiedono, peraltro, una capacità di autodepurazione lungo il loro percorso, per lo sviluppo in essi di un'abbondante flora batterica che mineralizza le sostanze organiche, per cui l'inquinamento va attenuandosi rapidamente a partire dalla fonte. Tuttavia, poiché alcuni microrganismi possono sopravvivere nelle acque fluviali anche per lunghi percorsi e poiché le fonti di inquinamento risultano spesso assai numerose e tra loro ravvicinate, è chiaro che tali acque devono essere opportunamente trattate prima di essere utilizzate a scopo potabile.

Il trattamento è inoltre necessario anche per la correzione delle caratteristiche fisiche e chimiche, avendo queste acque elevata torbidezza e contenendo sostanze minerali in soluzione in misura superiore ai limiti richiesti per la potabilità.

Le acque dei laghi hanno molte caratteristiche in comune con quelle fluviali, quali l'elevata torbidezza e l'alto contenuto batterico e di sostanza organica; contengono, inoltre, una gran quantità di organismi inferiori (plancton), che originano a volte sapori sgradevoli (di terra, di pesce ecc.). Anche le acque lacuali richiedono perciò un trattamento per l'uso potabile, salvo casi del tutto particolari di laghi molto profondi, con correnti e agitazioni minime e che sorgono lontani da luoghi abitati o frequentati da uomini e da animali e nei quali la presa d'acqua sia ubicata a notevole distanza dalle rive; in Italia non esistono, in pratica, casi del genere.

In conclusione, quindi, le acque superficiali, salvo casi del tutto eccezionali, non presentano alcuna garanzia di costante assenza di germi patogeni e hanno, quasi sempre, anche caratteristiche fisiche e organolettiche non soddisfacenti, per cui richiedono trattamenti di potabilizzazione.

2.10.3 Le acque sotterranee

Le acque sotterranee, penetrando nel terreno e circolando nel sottosuolo, modificano le proprie caratteristiche in modo diverso a seconda della natura dei terreni attraversati e delle condizioni meccaniche della circolazione e, comunque, in misura tanto maggiore quanto più è lungo il percorso nel sottosuolo.

Tranne che in casi di movimenti rapidi in grossi meati, le acque perdono, dopo brevi percorsi sotterranei, le sostanze inorganiche in sospensione e la loro temperatura si avvicina a quella del sottosuolo dove avviene la filtrazione, tendendo a divenire costante, in quanto, già dopo 15 m di profondità, le variazioni termiche del terreno nell'arco dell'anno sono quasi trascurabili.

Durante la circolazione sotterranea aumenta la mineralizzazione per l'azione chimica dell'acqua sui vari minerali con cui essa viene a contatto. Le acque sotterranee, quindi, presentano caratteristiche fisiche, chimiche e organolettiche molto diverse da caso a caso e che possono rientrare o meno nei limiti di potabilità.

I microrganismi presenti sulla superficie del suolo possono essere trasportati dall'acqua nel sottosuolo, dove perdono però la loro attività vitale per le diversità delle condizioni ambientali e per la mancanza delle loro sostanze nutritive; essi quindi, anche quando riescono a sopravvivere, si comportano come materia inerte, sedimentando lungo il percorso di filtrazione, se il moto è sufficientemente lento. Il movimento nel sottosuolo esercita quindi una depurazione batteriologica delle acque, purché il percorso sotterraneo sia abbastanza lungo e la velocità di filtrazione molto bassa, cosa che accade se i meati presenti nel terreno sono assai piccoli.

Le acque sotterranee, quindi, possono presentare caratteristiche fisiche, chimiche, organolettiche e batteriologiche idonee per l'uso potabile senza richiedere trattamenti; occorre però controllare periodicamente le loro caratteristiche. La decisione dell'utilizzazione a scopo potabile delle acque sotterranee, senza effettuare trattamenti, deve scaturire, però, non solo dall'esito positivo delle analisi, ma anche dalla convinzione che esistano condizioni tali che esse non possano in futuro essere inquinate, convinzione che può aversi solo dopo aver acquisito conoscenze abbastanza precise sul bacino di alimentazione della falda idrica sotterranea e sui percorsi di filtrazione, che devono garantire condizioni di autodepurazione anche in caso di inquinamento delle acque in superficie.

Al riguardo, sono importanti gli studi di carattere idrologico, che mettono a confronto il regime pluviometrico del bacino alimentatore con l'andamento delle portate delle acque sotterranee, sorgentizie o di falda; l'entità dello sfasamento tra i valori massimi e quelli minimi dei due regimi è direttamente connessa alla lunghezza del percorso sotterraneo delle acque e quindi al percorso depurativo. Le garanzie sono tanto maggiori quanto più grandi sono i suddetti sfasamenti o quando, a fronte di notevoli variazioni della piovosità nell'arco dell'anno, le oscillazioni di portata delle acque sotterranee risultano assai contenute, mentre, allorché si verificano forti aumenti di portata subito dopo periodi di elevata piovosità, le suddette acque sono molto meno sicure. Quando poi gli aumenti bruschi di portata sono associati a elevati valori della torbidità, significa che i percorsi sotterranei sono brevi e il moto avviene attraverso grossi meati, causa questa di un'inefficienza depurativa.

Molto utili sono anche gli studi relativi alla conoscenza dei minerali presenti nel sottosuolo e che sono venuti a contatto con l'acqua, in modo da poter correttamente valutare l'origine delle sostanze chimiche presenti in questa e stabilire quindi se alcune di tali sostanze siano dovute a un inquinamento di natura organica o semplicemente alla natura dei terreni attraversati.

2.11 Norme di carattere igienico per la derivazione, il trasporto e la distribuzione dell'acqua potabile

Durante la derivazione, il trasporto e la distribuzione delle acque per uso potabile occorre mettere in atto una serie di accorgimenti tecnici e igienici per evitare che le caratteristiche dell'acqua stessa possano essere alterate in modo sfavorevole. I principali vegono elencati di seguito.

I materiali e i giunti delle condotte devono essere in grado di assicurare la tenuta per un lungo periodo di tempo, anche in presenza di terreni o di acque

aggressive. Occorre avere all'interno delle tubazioni una pressione sempre maggiore di quella atmosferica e della pressione delle eventuali acque di falda attraversate, per evitare che in caso di difetti dei giunti o di rotture accidentali possa verificarsi l'ingresso di liquidi o di materiali dall'esterno.

Dopo ogni operazione di vuotamento delle condotte, per riparazioni o altri motivi, è necessario eseguire opportuni lavaggi e disinfezioni. Le opere in cui l'acqua viene a contatto con l'atmosfera (serbatoi, vasche di carico ecc.) devono essere protette dalla presenza di uomini e di animali, prendendo tutti quegli accorgimenti atti a evitare l'ingresso anche accidentale nell'acqua di materiale esterno; tali opere non devono, inoltre, avere illuminazione continua, perché questa favorisce lo sviluppo di alghe. Le condotte e tutte le opere devono essere munite di adeguata protezione termica. Occorre evitare il ristagno dell'acqua per lunghi periodi in qualsiasi manufatto, in quanto ciò conferisce all'acqua stessa un gusto sgradevole e favorisce lo sviluppo di organismi inferiori.

Questi criteri valgono anche per tutte le opere che si trovano a monte di eventuali impianti di potabilizzazione, per evitare che le acque giungano in tali impianti con caratteristiche variabili, venendo così a ridursi l'efficienza depurativa, o con temperature al di fuori del campo di quelle ammissibili, in quanto, di norma, la temperatura non viene corretta.

2.12 Gli standard delle acque potabili

Per stabilire gli standard di qualità delle acque per uso alimentare occorre avere presente che i diversi parametri e sostanze presi in considerazione non hanno lo stesso grado di pericolosità per la salute dell'uomo. I valori fissati dalle normative per i vari parametri sono stabiliti in dipendenza degli effetti che questi hanno sulla salute e sulle tubazioni, effetti che vengono così distinti in ordine di gravità:

- effetti cancerogeni
- effetti tossici
- effetti bioaccumulabili
- effetti infettivi
- effetti di sgradevolezza (odore, colore, sapore)

Nella tabella 2.1 sono riportate le suddette classificazioni secondo la Direttiva CEE 80/68 e il DP Cons. Min. 8.2.1985. Nel fissare i limiti per le sostanze tossiche o comunque nocive alla salute, occorre tener conto delle diverse vie di assunzione oltre all'acqua e quindi, in particolare, degli alimenti e dell'aria; è infatti noto che alcune sostanze vengono assunte dall'uomo in quantità maggiore dai cibi o per inalazione, anziché dall'acqua.

Dal lato tossicologico le sostanze possono essere suddivise in due classi: la prima di tossicità acuta o cronica e la seconda di cancerogenità, comprendente anche i rischi di mutagenicità e di teratogenicità; alcune sostanze producono effetti sia tossici che cancerogeni. Per le sostanze con effetti di tossicità cronica, ammettendo che esista una dose-soglia necessaria a procurare tali effetti, si può determinare una dose totale giornaliera al di sotto della quale non esiste alcun rischio che una data sostanza risulti dannosa; tale dose giornaliera senza rischio, detta ADI (*Admissible Daily Intake*) è stata determinata, per ogni sostanza, in

Tab. 2.1 Classificazione degli inquinanti e criteri di qualità delle acque destinate al consumo umano secondo la Direttiva CEE 80/68 e il D.P. Cons. Min. 8.2.85

DIRETTIVA CEE 80/68	*D.P. CONS. MIN. 8/2/85*
MOLTO PERICOLOSI	
TOSSICI PERSISTENTI BIOACCUMULABILI: - Composti organoalogenati e sostanze che possono dare origine a questi composti nell' ambiente idrico - Composti organofosforici - Composti organostannici - Sostanze che hanno potere cancerogeno mutageno e teratogeno nell' ambiente idrico o col concorso dello stesso - Mercurio e composti del mercurio - Cadmio e composti del cadmio - Olii minerali e idrocarburi - Cianuri	PARAMETRI CHIMICI TOSSICI: - Antiparassitari e prodotti assimilati - Idrocarburi aromatici policiclici - Cianuri - Metalli e metalloidi (Sb, As, Be, Cd, Co, Cr, Hg, Ni, Pb, Se, V)
PERICOLOSI O INDESIDERABILI	
POSSIBILE EFFETTO NOCIVO SULLE ACQUE SOTTERRANEE - Metalli e metalloidi (Zn, Cu, Ni, Cr, Pb, Se, As, Sb, Mo, Ti, Sn, Ba, Be, B, U, V, Co, Tl, Te, Ag) e relativi composti. - Biocidi e loro derivati non compresi tra i molto pericolosi. - Sostanze che hanno un effetto nocivo sul sapore e/o odore delle acque sotterranee, nonché composti che possono dare origine a tali sostanze nelle acque e rendere queste ultime non idonee al consumo umano. - Composti organosilicati tossici o persistenti o sostanze che possono dare origine a tali composti nelle acque, esclusi quelli che sono biologicamente innocui o che si trasformano rapidamente nell' acqua in sostanze innocue. - Composti inorganici del fosforo e del fosforo elementare. - Fluoruri. - Ammoniaca e nitriti.	PARAMETRI CHIMICI INDESIDERABILI - Azoto ammoniacale - Azoto nitrico - Azoto nitroso - Azoto organico - Argento - Bario - Boro - Cloruro residuo libero - Composti organoalogenati che non rientrano negli antiparassitari - Fenoli - Ferro - Fenolo - Fosforo totale - Idrogeno solforato - Idrocarburi disciolti od emulsionati e olii minerali - Manganese - Rame - Tensioattivi anionici (MBAS) - Tensioattivi non ionici - Zinco
	MICROBIOLOGICI
	- Coliformi fecali - Coliformi totali - Streptococchi fecali - Spore di clostridi di solfitoriduttori

base a studi effettuati sull'uomo e sugli animali. Poiché l'ADI deriva da tutte le vie di assunzione, per trovare l'aliquota dovuta alla sola acqua occorre sottrarre dall'ADI complessiva le aliquote che si ingeriscono mediante gli alimenti e l'inalazione; supposto allora un'ingestione di 2 l d'acqua al giorno pro capite, si perviene alla seguente concentrazione della sostanza generica nell'acqua in mg/l:

$$c(mg/l) = \frac{ADI\,(mg/d) - Inal.\,(mg/d) - Alim.\,(mg/d)}{2l/d} \tag{2.1}$$

Per le sostanze cancerogene non esiste un valore soglia, per cui esse dovrebbero essere completamente assenti nell'acqua e quindi il loro valore-guida dovrebbe essere pari a zero.

Poiché però tale zero è legato alla sensibilità e alle metodologie di rilevamento, si usa generalmente il criterio di accettare quella concentrazione che corrisponde a un massimo di eccessi di rischio di casi di cancro compreso tra 10^{-5} e 10^{-6}. Per alcuni tipi di parametri le recenti normative stabiliscono due limiti:

- il V.G. (valore guida) che è quello ottimale o comunque soddisfacente;
- il C.M.A. (concentrazione massima ammissibile), cioè quella al di sopra della quale l'acqua presenta caratteristiche organolettiche sgradevoli o può produrre, a lungo termine, effetti nocivi alla salute.

Per altri parametri, come quelli chimici tossici e quelli microbiologici, viene fissata solo la C.M.A., non essendo possibile stabilire un valore ottimale. C'è poi una categoria di sostanze o elementi che, in determinate quantità, sono indispensabili per l'organismo umano, come per esempio il calcio, il magnesio, il ferro, il sodio, il potassio, il fluoro; per tali elementi è importante il rispetto del valore guida.

Il DPR n. 236 del 24.5.1988, in attuazione delle direttive CEE, precisa i requisiti di qualità delle acque destinate al consumo umano, requisiti riportati nella tabella 2.2, in cui sono indicati per i vari parametri sia i valori-guida (V.G.) che le concentrazioni massime ammissibili (C.M.A.).

Nella tabella 2.3 sono riportati i limiti previsti dalle norme internazionali dell'Organizzazione mondiale della sanità (Ginevra 1972); si può osservare che i limiti del DPR n. 236 del 24.5.1988 sono più restrittivi, sia per i valori guida che per le concentrazioni massime ammissibili.

Si fa presente che il citato DPR contiene anche una serie di norme relative alle competenze statali e regionali, alle frequenze di campionamento e metodi di analisi, all'impiego di antiparassitari, ai controlli sanitari e degli acquedotti, alle sanzioni, alle aree di salvaguardia delle risorse idriche per uso potabile, aree che vengono distinte in zone di tutela assoluta, zone di rispetto e zone di protezione.

In particolare, per quanto riguarda le analisi, i parametri da prendere in esame vengono suddivisi in quattro classi, per ognuna delle quali viene stabilito il numero annuo delle analisi da effettuare, in funzione del numero di abitanti serviti dall'aquedotto.

Tab. 2.2 Requisiti delle acque destinate al consumo umano secondo il DPR n. 236 del 24.5.1988 in attuazione delle direttive CEE

A) Parametri organolettici

Parametri	Espressione dei risultati	Valori-guida (VG) (*)	Concentrazione massima ammissibile (CMA)	Osservazioni
1) Colore	mg/l (scala Pt/Co)	1	20	—
2) Torbidità	mg/l SiO_2 unità Jackson	1 0,4	10 4	—
3) Odore	Tasso di diluizione	0	2 a 12°C 3 a 25°C	Da confrontare con le determinazioni gustative
4) Sapore	Tasso di diluizione	0	3 a 12°C 3 a 25°C	Da confrontare con le determinazioni olfattive

B) Parametri chimico-fisici
(in relazione con le caratteristiche naturali delle acque)

Parametri	Espressione dei risultati	Valori-guida (VG) (*)	Concentrazione massima ammissibile (CMA)	Osservazioni
5) Temperatura	°C	12	25	—
6) Concentrazione di ioni idrogeno	pH	$6,5 \leqslant pH \leqslant 8,5$	—	L'acqua non dovrebbe essere aggressiva. I valori di pH non sono applicabili ad acque in recipienti chiusi. Valori massimi ammissibili: $6,0 \leqslant pH \leqslant 9,5$
7) Conducibilità elettrica	$\mu S\ cm^{-1}$ a 20°C	400	—	In corrispondenza con la mineralizzazione delle acque Valori corrispondenti alla resistività espressa in ohm/cm: 2500
8) Cloruri	mg/l Cl	25	—	Concentrazione che è opportuno non superare: 200 mg/l
9) Solfati	mg/l SO_4	25	250	—
10) Silice	mg/l SiO_2	—	—	Per memoria
11) Calcio	mg/l Ca	100	—	—
12) Magnesio	mg/l Mg	30	50	—
13) Sodio	mg/l Na	20	175 (Con una percentuale di conformità del 90% calcolata sul totale dei risultati analitici di un periodo di riferimento di 3 anni). 150 (Con una percentuale di conformità dell'80% calcolata sul totale dei risultati analitici di un periodo di riferimento di 3 anni).	
14) Potassio	mg/l K	10	—	—
15) Alluminio	mg/l Al	0,05	0,2	—
16) Durezza totale	—	—	—	Valori consigliati: da 15 a 50°F
17) Residuo fisso	mg/l dopo essiccamento a 180°C	—	1.500	—
18) Ossigeno disciolto	% di saturazione	—	—	Valore di saturazione superiore al 75% salvo per le acque sotterranee
19) Anidride carbonica libera	mg/l CO_2	—	—	

(segue)

C) Parametri concernenti sostanze indesiderabili (1)				
Parametri	Espressione dei risultati	Valori-guida (VG) (*)	Concentrazione massima ammissibile (CMA)	Osservazioni
20) Nitrati	mg/l NO_3	5	50	—
21) Nitriti	mg/l NO_2	—	0,1	—
22) Ammoniaca	mg/l NH_4	0,05	0,5	(2)
23) Azoto Kjeldahl (esclusi N di NO_2 e NO_3)	mg/l N	—	1	—
24) Ossidabilità	mg/l O_2	0,5	5	—
25) Carbonio organico totale (TOC)	μg/l C	—	—	Per memoria
26) Idrogeno solforato	μg/l H_2S	—	Non rilevabile organoletticamente	—
27) Sostanze estraibili con cloroformio	Residuo secco mg/l	0,1	—	—
28) Idrocarburi disciolti o emulsionati (dopo estrazione con etere); oli minerali	μg/l	—	10	—
29) Fenoli (indice fenoli)	μg/l C_6H_5OH	—	0,5	Esclusi i fenoli naturali che non reagiscono al cloro
30) Boro	μg/l B	1.000	—	—
31) Tensiattivi:				
— anionici (MBAS)	μg/l (laurilsolfato)	—	200	
— non ionici	μg/l (nonilfenolo)	—	—	Per memoria
32) Composti organo-alogenati che non rientrano nel parametro n. 55	μg/l	1	30	La concentrazione in organo-alogenati deve essere nella misura del possibile ridotta La CMA deve essere applicata entro l'8 maggio 1991
33) Ferro	μg/l Fe	50	200	(2)
34) Manganese	μg/l Mn	20	50	(2)
35) Rame	μg/l Cu	100	1.000	(2) La concentrazione massima ammissibile non deve superare il valore di 3.000 dopo 16 ore di ristagno, ma solo per i primi 10 giorni di servizio di tubazioni in rame nuove
36) Zinco	μg/l Zn	100	3.000	(2)
37) Fosforo	μg/l P_2O_5	400	5.000	—
38) Fluoro	μg/l F	—	1.500-700	CMA variabile secondo la temperatura media dell'aria (da 8 fino a 30°C) nella zona geografica considerata
39) Cobalto	μg/l Co	—	—	Per memoria
40) Materie in sospensione	—	Assenza	—	
41) Cloruro residuo libero	mg/l	—	—	Qualora sia necessario un trattamento di clorazione dell'acqua è consigliabile che, al punto di messa a disposizione dell'utente, nell'acqua si abbia un valore di 0,2 mg/l di cloro
42) Bario	μg/l Ba	—	—	
43) Argento	μg/l Ag	—	10	In caso di impiego eccezionale e non sistematico dell'argento, per il trattamento delle acque, può essere ammesso un valore CMA di 80 μg/l

(segue)

D) Parametri concernenti sostanze tossiche				
Parametri	Espressione dei risultati	Valori-guida (VG) (*)	Concentrazione massima ammissibile (CMA)	Osservazioni
44) Arsenico	μg/l As	—	50	—
45) Berillio	μg/l Be	—	—	Per memoria
46) Cadmio	μg/l Cd	—	5	—
47) Cianuri	μg/l CN	—	50	—
48) Cromo	μg/l Cr	—	50	—
49) Mercurio	μg/l Hg	—	1	—
50) Nichel	μg/l Ni	—	50	—
51) Piombo	μg/l Pb	—	50	In caso di impianti di piombo, il tenore di piombo non dovrebbe essere superiore a 50 μg/l in un campione prelevato in acqua corrente. Se il campione è prelevato direttamente o in acqua corrente e se il tenore di piombo supera frequentemente o sensibilmente 100 μg/l, si debbono adottare adeguate misure per ridurre i rischi di esposizione al piombo per il consumatore
52) Antimonio	μg/l Sb	—	10	—
53) Selenio	μg/l Se	—	10	—
54) Vanadio	μg/l V	—	—	Per memoria
55) Antiparassitari e prodotti assimilabili:	μg/l	—	—	Per antiparassitari e prodotti assimilabili si intendono:
— per componente separato	—	—	0,1	— insetticidi: — organoclorurati persistenti; — organofosforati; — carbammati;
— in totale	—	—	0,5	— erbicidi; — fungicidi; — PCB e PCT
56) Idrocarburi policiclici aromatici	μg/l	—	0,2	Sostanze di riferimento: — fluorantene; — benzo 3,4 fluorantene; — benzo 11,12 fluorantene; — benzo 3,4 pirene; — benzo 1,12 perilene; — indeno (1,2,3 — cd) pirene

E) Parametri microbiologici				
Parametri	Volume del campione in ml	Valori-guida (VG) (*)	Concentrazione massima ammissibile (CMA)	Osservazioni
57) Coliformi totali	100	—	0	Non più del 5% dei campioni esaminati nell'arco dell'anno, e non più di due campioni consecutivi prelevati nello stesso punto, possono eccedere tale limite; comunque mai il contenuto di coliformi totali può essere superiore a 5 per 100 ml. La presenza di coliformi fa comunque ritenere l'acqua sospetta; in tal caso si dovranno avviare indagini e prendere i provvedimenti del caso
58) Coliformi fecali	100	—	0	—
59) Streptococchi fecali	100	—	0	—

(segue)

Parametri	Volume del campione in ml	Valori-guida (VG) (*)	Concentrazione massima ammissibile (CMA)	Osservazioni
60) Spore di clostridi solfato riduttore	100	—	0	—
61) Computo delle colonie su Agar:				
— a 36°C	1	10	—	Ogni superamento di tali valori, che persista durante i prelievi successivi richiede indagini ed accertamenti appropriati
— a 22°C	1	100	—	Per le acque disinfettate i valori all'uscita dagli impianti di disinfezione devono essere nettamente inferiori ai valori riscontrati prima del trattamento
62) Computo delle colonie su Agar per acque confezionate in recipienti chiusi:				I valori di CMA devono essere misurati nelle 12 ore successive al confezionamento: durante tale periodo l'acqua dei campioni va mantenuta a temperatura costante
— a 36°C	1	5	20	
— a 22°C	1	20	100	

(*) Per «valore-guida» si intende il valore ottimale o comunque soddisfacente cui si deve tendere.
(1) Alcuni dei parametri elencati in questo sottogruppo, oltre certi limiti, sono indesiderabili. Inoltre, alcuni dei parametri in questione, oltre certi limiti, possono essere tossici
(2) Concentrazioni superiori ai valori-limite possono apportare modificazioni dei caratteri organolettici dell'acqua.

Tab. 2.3 Limiti posti dalle "Normes Internationales pour l'eau de boisson" (III ediz.) dell'OMS (Ginevra 1972)

SOSTANZE TOSSICHE *		CONCENTRAZIONE LIMITE
Arsenico (espresso in As)		0,05 mg/l
Cadmio (espresso in Cd)		0,01 mg/l
Cianuri (espressi in Cn)		0,05 mg/l
Mercurio totale (espresso in Hg)		0,001 mg/l
Piombo (espresso in Pb)		0,1 mg/l
Selenio (espresso in Se)		0,01 mg/l
CARATTERI ORGANOLETTICI E CHIMICI	CONCENTRAZIONE MASSIMA AUSPICABILE	CONCENTRAZIONE MASSIMA AMMISSIBILE
Colore	5 unità colorimetriche	50 unità colorimetriche
Torbidità	5 unità turbidimetriche	25 unità colorimetriche
Solidi Totali	500 mg/l	1500 mg/l
pH	7 - 8,5	6,5 - 9,2
Detergenti anionici	0,2 mg/l	1,0 mg/l
Oli minerali	0,01 mg/l	0,30 mg/l
Composti fenolici (espressi in fenolo)	0,001 mg/l	0,002 mg/l
Durezza totale	100 mg/l $CaCo_3$	500 mg/l $Ca\ Co_3$
Calcio (espresso in Ca)	75 mg/l	200 mg/l
Cloruri (espressi un Cl)	200 mg/l	600 mg/l
Rame (espresso in Cu)	0,05 mg/l	1,5 mg/l
Ferro totale (espresso in Fe)	0,1 mg/l	1,0 mg/l
Magnesio (espresso in Mg)	30 mg/l	150 mg/l
Manganese (espresso in Mn)	0,05 mg/l	0,5 mg/l
Solfati (espressi in SO)	200 mg/l	400 mg/l
Zinco (espresso in Zn)	5 mg/l	15 mg/l

(*) Nelle " Normes européennes applicables à l' eau de boisson " della stessa organizzazionedella Sanità (II Edizione, Ginevra 1971), fra le sostanze tossiche è altresì compreso il cromo, il cui tenore massimo ammissibile, espresso in Cr esavalente, è di 0,05 mg/l.

Successivi al DPR n. 236 del 24.5.1988 sono il DMS del 26.3.1991, il DMS dell'8.5.1991 e il DMS del 20.1.1992; il primo riguarda le Norme tecniche di prima attuazione, i due successivi disciplinano le deroghe alle caratteristiche di qualità delle acque stabilite dal suddetto DPR. Il DMS del 20.1.1992 stabilisce le seguenti C.M.A. per alcune sostanze:

nitrati (mg/l) NO_3	75
ammoniaca (mg/l) NH_4	10
magnesio (mg/l) Mg	100
manganese (μ/l) Mn	200
ferro (μ/l) Fe	1000
solfati (mg/l) SO_4	400
sodio (mg/l) Na	200-250
residuo fisso (mg/l)	3000

2.13 Cenni sulla potabilizzazione delle acque

2.13.1 Generalità

Le acque per l'approvvigionamento idropotabile vengono distinte in convenzionali e non convenzionali: alle prime appartengono le acque superficiali e quelle sotterranee, alle seconde le acque reflue, quelle marine e quelle salmastre. Alle seconde si ricorre in casi indispensabili, quando cioè non è assolutamente possibile soddisfare i fabbisogni con acque del primo tipo; particolarmente raro è l'utilizzo di acque marine, dato l'enorme costo del processo di desalinizzazione.

Anche le acque convenzionali, e in particolare quelle superficiali, richiedono di norma un trattamento per l'uso potabile. Si distinguono, in genere, i processi di potabilizzazione vera e propria da quelli di semplice correzione, che hanno lo scopo di migliorare, per l'uso potabile, le caratteristiche di un'acqua che sotto l'aspetto igienico sarebbe già idonea o di correggere alcuni parametri per determinati usi industriali. La normativa vigente in Italia (DPR n. 515 del 3.7.1982, pubblicato sulla GU n. 216 del 7.8.1982) si riferisce esclusivamente alla qualità delle acque dolci superficiali allo stato grezzo, da potabilizzare.

Le acque superficiali sono classificate in tre categorie, per ognuna delle quali vengono definiti i *valori guida*, che consentono di poter ottenere livelli ottimali di qualità con gli opportuni trattamenti di potabilizzazione e i *valori imperativi*, che rappresentano i valori limiti di accettabilità per poter procedere al trattamento (tabella 2.4).

I parametri per i quali sono definiti i suddetti valori sono di natura fisica, chimica e batteriologica e ammontano in totale a 46; in particolare, i parametri batteriologici sono i coliformi totali, i coliformi fecali, gli streptococchi fecali e le salmonelle. Il citato DPR prevede le deroghe ai dati della classificazione e i trattamenti specifici per le categorie di acque grezze:

cat. A_1: trattamenti fisici semplici e disinfezione;
cat. A_2: trattamenti fisici e chimici normali e disinfezione;
cat. A_3: trattamenti fisici e chimici spinti, affinazione e disinfezione.

Non esiste attualmente in Italia alcuna normativa specifica circa la qualità delle acque sotterranee, per le quali si fa riferimento alla legislazione in materia di

Tab. 2.4 Qualità richiesta alle acque superficiali destinate alla produzione di acqua potabile, secondo il DPR n. 515 del 3.7.1982, in attuazione della direttiva CEE n. 440/75

Parametri		A1 G	A1 I	A2 G	A2 I	A3 G	A3 I
pH		6,5-8,5		5,5-9		5,5-9	
Colore (dopo filtrazione semplice)	mg/l scala pt	10	20 (0)	50	100 (0)	50	200 (0)
Totale materie in sospensione	mg/l MES	25					
Temperatura	°C	22	25 (0)	22	25 (0)	22	25 (0)
Conduttività	$\mu s/cm^{-1}$ a 20°	1.000		1.000		1.000	
Odore	(diluizione a 25 °C)	3		10	20		
Nitrati	mg/l NO_2	25	50 (0)		50 (0)		50 (0)
Fluoruri	mg/l F	0,7-1	1,5	0,7-1,7		0,7-1,7	
Cloro organico totale estraibile	mg/l Cl		0,05		0,1		0,2
Ferro disciolto	mg/l Fe	0,1	0,3	1	2	1	
Manganese	mg/l Mn	0,05		0,1		1	
Rame	mg/l Cu	0,02	0,05 (0)	0,05		1	
Zinco	mg/l Zn	0,5	3	1	5	1	5
Boro	mg/l B	1		1		1	
Arsenico	mg/l As	0,01	0,05		0,05	0,05	0,1
Cadmio	mg/l Cd	0,001	0,005	0,001	0,005	0,001	0,005
Cromo totale	mg/l Cr		0,05		0,05		0,05
Piombo	mg/l Pb		0,05		0,05		0,05
Selenio	mg/l Se		0,01		0,01		0,01
Mercurio	mg/l Hg	0,0005	0,001	0,0005	0,001	0,0005	0,001
Bario	mg/l Ba		0,1		1		1
Cianuro	mg/l CN		0,05		0,05		0,05
Solfati	mg/l SO_4	150	250	150	250 (0)	150	250 (0)
Cloruri	mg/l Cl	200		200		200	
Tensioattivi che reagiscono con blu di metilene	mg/l ABS	0,2		0,2		0,5	
Fosfati	mg/l P_2O_5	0,4		0,7		0,7	
Fenoli (indice fenoli)	mg/l C_6H_5OH		0,001	0,001	0,005	0,01	0,1
Idrocarburi disciolti o emulsionati	mg/l		0,05		0,2	0,5	1
Idrocarburi aromatici policiclici	mg/l		0,0002		0,0002		0,001
Pesticidi-totale (parathion, HCH, dieldrine)	mg/l		0,001		0,0025		0,005
Domanda chimica di ossigeno (COD)	mg/l O_2					30	
Valore di saturazione in ossigeno disciolto	% O_2 a 20°	>70		>50		>30	
Domanda biochimica di ossigeno (BOD_5)	mg/l O_2	<3		<5		<7	
Azoto kieldahl (NO_3 escluso)	mg/l N	1		2		3	
Ammoniaca	mg/l NH_4	0,05		1	1,5	2	4
Sostanze estraibili al cloroformio	mg/l SEC	0,1		0,2		0,5	
Coliformi totali 37°	/100 ml	50		5.000		50.000	
Coliformi fecali	/100 ml	20		2.000		20.000	
Streptococchi fecali	/100 ml	20		1.000		10.000	
Salmonelle		assenza in 5.000 ml		assenza in 1.000 ml			

I = imperativo G = guida O = circostanze meteorologiche o geografiche eccezionali

sanità pubblica e i trattamenti vengono stabiliti caso per caso in funzione delle loro caratteristiche. Generalmente le acque di falda presentano caratteristiche di gran lunga migliori rispetto a quelle superficiali, che sono direttamente influenzate dalle attività umane, soprattutto nel campo industriale e agricolo; quindi, per le acque sotterranee sono richiesti, ove necessari, trattamenti di potabilizzazione molto più semplici.

2.13.2 I vari tipi di trattamento delle acque

Negli ultimi decenni la richiesta idrica è notevolmente aumentata per l'enorme sviluppo delle grandi aree urbane, che sono state di frequente costrette ad approvvigionarsi con acque superficiali, aventi molto spesso caratteristiche pessime, oltre che incostanti, che richiedevano trattamenti di potabilizzazione molto spinti, con una fase di disinfezione dell'acqua. Ma nella prima metà degli anni '70, grazie all'impiego della gascromatografia e del gas-massa fu rilevato il grave stato di inquinamento, non solo delle acque superficiali ma anche di molte falde sotterranee e furono messe in evidenza le conseguenze derivanti dall'impiego del cloro e degli ossidanti, anche in dosi elevate, nei processi di trattamento delle acque superficiali e profonde.

Le acque potabilizzate possono contenere varie sostanze chimiche, in numero molto maggiore rispetto a quello indicato dalle normative, in concentrazioni che, se pur rientranti entro i limiti ammissibili, possono nel complesso provocare a lungo andare effetti nocivi alla salute umana, non prevedibili a priori; inoltre sono spesso presenti sostanze nocive che derivano dai processi di potabilizzazione, per l'impiego di prodotti chimici o per la cessione di elementi da parte dei materiali adoperati come scambiatori o catalizzatori. Tali sostanze sono, per esempio, gli organo-clorurati provenienti dalla clorazione e gli organo-ossigenati provenienti dalla ozonazione. Il fine della potabilizzazione deve essere quindi quello del miglioramento delle caratteristiche fisiche e organolettiche dell'acqua, della correzione delle caratteristiche chimiche, della riduzione entro limiti accettabili delle caratteristiche biologiche negative, senza l'introduzione di nuove sostanze inquinanti o comunque negative per l'acqua.

Si passa ora a una breve descrizione dei trattamenti elencati nel precedente paragrafo.

- I trattamenti fisici semplici sono articolati in una sola fase e hanno lo scopo di eliminare i solidi sospesi sedimentabili (*grigliatura* e *sedimentazione*) e quelli non sedimentabili (*stacciatura*, *microstacciatura* e *filtrazione*).
- I trattamenti fisici e chimici normali o spinti sono articolati in più fasi, con eliminazione dei solidi sospesi non sedimentabili mediante *chiarificazione*, e correzione delle caratteristiche chimiche (*addolcimento*, *deferrizzazione*, *demanganizzazione*, *desilicazione*, *fluorazione* e *defluorazione* ecc.).
- I trattamenti di *affinazione* abbassano il contenuto dei solidi disciolti (*demineralizzazione*) e migliorano le caratteristiche delle acque (*adsorbimento su carbone attivo*).
- La *disinfezione*, che deve essere sempre fatta, elimina la presenza di microrganismi mediante *clorazione*, *ozonizzazione*, *irragiamento* con *raggi ultravioletti*.
- Il trattamento di *dissalazione* consiste nell'abbassare il contenuto dei sali disciolti

nelle acque marine e salmastre, fino a portarlo entro i limiti di potabilità.

2.14 Trattamenti fisici

La *grigliatura* è un trattamento fisico semplice, adoperato per trattenere solidi grossolani galleggianti o meno, in base alle cui dimensioni viene scelta la maglia della griglia.

La *stacciatura* e la *microstacciatura* sono trattamenti fisici semplici usati per trattenere i microviventi e si distinguono per le dimensioni dei fori della reti filtranti (da 0,1 a 1 mm per gli stacci e da 20 a 70 μ per i microstacci); le reti devono essere periodicamente lavate.

La *sedimentazione* è un trattamento fisico semplice, adoperata per eliminare i solidi sedimentabili. Si distingue la *sedimentazione primaria*, da effettuare prima degli altri trattamenti per le acque a elevata torbidità, dalla *sedimentazione secondaria*, che si esegue a valle degli altri trattamenti, per ottenere la sedimentazione dei solidi sedimentabili, che sono il risultato dei trattamenti a monte; a volte viene effettuata sia la sedimentazione primaria che quella secondaria. La sedimentazione viene realizzata mediante vasche della profondità massima di 4 m, percorse dall'acqua con flusso orizzontale o verticale dotato di velocità molto piccola, tale da permettere la sedimentazione delle particelle solide sospese più sottili. Caratteristico è il tempo di detenzione t, pari al rapporto tra il volume della vasca V e la portata Q.

La *filtrazione* è un trattamento fisico semplice, impiegato per eliminare i solidi sospesi non sedimentabili; a seconda dei casi, può essere adoperata da sola o assieme ad altri processi di trattamento. La filtrazione viene fatta in genere a gravità e solo per piccole utenze o in casi particolari può essere effettuata anche in pressione. I filtri a gravità si distinguono in rapidi e lenti, a seconda della velocità di filtrazione; attualmente viene di norma effettuata la filtrazione rapida. I materiali filtranti adoperati sono la sabbia silicea o l'antracite, da sole o associate e, per i filtri in pressione, anche la farina fossile, il granato, l'ilmenite e le candele di porcellana, di fibre di vetro, di fibre sintetiche.

Si distinguono due fasi di funzionamento dei filtri: la filtrazione e la pulizia o lavaggio. Durante la prima fase i solidi filtrati vanno sempre più intasando lo strato filtrante, dando luogo ad aumento delle perdite di carico, fino a raggiungere una pressione massima di alimentazione (o un livello liquido massimo nei filtri a gravità), dopo di che si interrompe la filtrazione e ha inizio la fase di lavaggio, che in genere viene effettuata inviando nel filtro per un certo tempo una portata d'acqua in controcorrente. Per quanto riguarda il numero e il tipo degli strati filtranti di ciascun filtro, il numero dei filtri, le dimensioni del materiale filtrante, la profondità dei filtri, la velocità di filtrazione ecc., si rimanda alla bibliografia.

Nella figura 2.1 è rappresentata, a titolo illustrativo, la sezione di un filtro rapido a gravità.

La *chiarificazione* è un trattamento sia chimico che fisico, impiegato per eliminare le sostanze colloidali in sospensione, che non sono sedimentabili, contenute nelle acque superficiali delle cat. A_2 e A_3. Ciò si ottiene trasformando tali sostanze in solidi sedimentabili, grazie all'impiego di alcune sostanze dette flocculanti le quali, in determinate condizioni, formano in acque composti insolubili, che neu-

tralizzano le azioni di repulsione elettrostatica delle sostanze colloidali contenute nelle acque da trattare, dando luogo all'aggregazione di tali sostanze in microfiocchi; questi, agitati, si aggregano fra loro, formando fiocchi di dimensioni maggiori che hanno la proprietà di sedimentare.

I flocculanti (detti anche reattivi) adoperati sono molti e possono distinguersi in inorganici e organici. Fra i primi i più usati sono i coagulanti metallici (composti di alluminio e di ferro, come l'idrossido ferrico, l'idrossido di alluminio, i solfati ferroso e ferrico, il solfato di alluminio, il cloruro ferrico), che fungono sia da coagulanti che da flocculanti; altri flocculanti inorganici adoperati sono la calce e la soda. I flocculanti organici sono i polielettroliti, costituiti da grosse molecole organiche solubili in acqua. La scelta e i dosaggi dei coagulanti e dei flocculanti dipendono dalle caratteristiche delle acque da trattare.

Per la scelta ottimale e per valutare l'efficacia dei flocculanti è consigliabile effettuare delle prove su impianti pilota o sugli impianti reali, allo scopo di valutare la capacità coagulante e in particolare la rapidità di formazione e le dimensioni dei fiocchi, l'influenza del pH, della temperatura e della torbidità dell'acqua, nonché della presenza di impurezze, come i metalli pesanti, i quali, anche se presenti in misura molto limitata, possono richiedere elevati quantitativi di flocculanti, che alterano la qualità dell'acqua prodotta.

Il trattamento di chiarificazione è composto da quattro fasi: la *coagulazione*, la *flocculazione*, la *sedimentazione* e la *filtrazione*, di cui le prime tre possono essere effettuate in un'unica vasca o in vasche separate.

La *coagulazione* consiste nell'aggiunta di reattivi e nel mescolamento rapido dell'acqua; la *flocculazione* è la fase di aggregazione dei microfiocchi in fiocchi e avviene mediante lenta agitazione dell'effluente della coagulazione; la *sedimentazione* è la fase in cui i fiocchi sedimentano; con la *filtrazione*, infine, vengono eliminati i microfiocchi che non sono sedimentati.

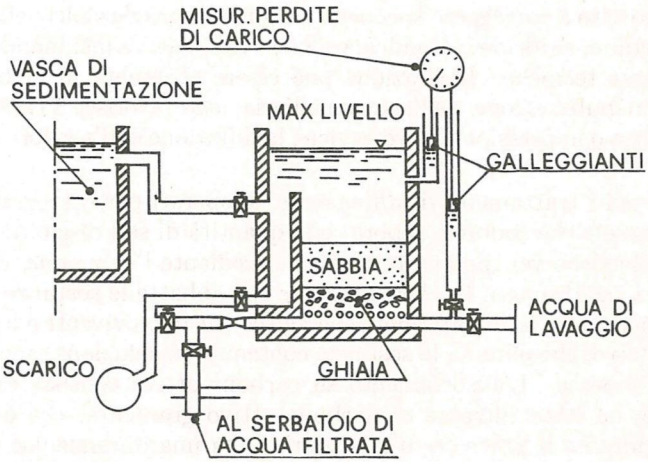


Fig. 2.1 - Sezione di un filtro rapido a gravità.

2.15 Trattamenti chimici

I processi chimici di trattamento sono molti e la loro scelta va effettuata caso per caso in funzione delle caratteristiche delle acque; di seguito si accenna brevemente in cosa essi consistono.

L'*addolcimento* consiste nel ridurre la durezza delle acque, dovuta principalmente alla presenza di sali di Ca e Mg e può essere effettuato o col processo a calce e soda o con lo scambio ionico. Il processo a calce e soda si attua con l'aggiunta di calce per abbattere la durezza carbonica (o temporanea) e di soda per abbattere quella non carbonica (o permanente). Con l'aggiunta di calce, i bicarbonati di calcio si trasformano in carbonati di calcio che precipitano, mentre i bicarbonati di magnesio danno luogo a idrati di magnesio e a carbonati di calcio che precipitano.

La soda viene adoperata da sola se sono presenti $CaSO_4$ e $CaCl_2$, e in aggiunta di calce se sono presenti $MgSO_4$ e $MgCl_2$; in entrambi i casi si formano composti che precipitano (carbonati di calcio e idrossidi di magnesio). Col processo calce e soda la durezza non può essere annullata del tutto, non essendo possibile eliminare quelle quantità di carbonato di calcio e di idrossido di Mg che sono solubili in acqua. Lo scambio ionico si realizza con l'impiego di resine cationiche deboli naturali, che vengono rigenerate mediante cloruro di sodio.

La *deferrizzazione* e la *demanganizzazione* sono processi abbastanza delicati che eliminano dalle acque il ferro e il manganese contenuti nella forma solubile.

Altri processi chimici sono la *desilicazione*, la *fluorazione*, la *defluorazione* e la *stabilizzazione*, mediante la quale si tende a ottenere un'acqua che non fa depositare né solubilizzare il carbonato di calcio (acqua stabile); un'acqua con tendenza al deposito del carbonato di calcio è incrostante, mentre con tendenza alla solubilizzazione è aggressiva.

2.16 Altri trattamenti

Fra gli altri trattamenti si ricorda l'*aerazione*, o *ossidazione* con aria, che è un processo fisico atto a correggere la concentrazione dei gas disciolti nell'acqua (acido solfidrico, metano, anidride carbonica, e altri) e che si attua insufflando aria nell'acqua con diverse tecniche. L'aerazione può essere effettuata in ambiente aperto, mediante la nebulizzazione dell'acqua nell'aria, che favorisce l'ossidazione, o in ambiente chiuso o in pressione, dove avviene la diffusione dell'aeriforme nella massa dell'acqua.

Vi sono poi i trattamenti di *affinazione*, adoperati per correggere le caratteristiche organolettiche (odore e sapore) e la quantità di sali disciolti. Le caratteristiche organolettiche vengono corrette anche mediante l'*aerazione*, che, come si è visto, riduce i gas disciolti, la *chiarificazione* che abbatte le sostanze e i microrganismi in sospensione, la *disinfezione*, che agisce sui microviventi e l'*adsorbimento* su carbone attivo, che elimina le sostanze contenute in soluzione, anche in concentrazioni piccolissime. L'adsorbimento su carbone attivo consiste essenzialmente nel realizzare un letto filtrante di carbone attivo granulare, che è un prodotto industriale; durante il processo di filtrazione si ha una diminuzione della concentrazione delle sostanze contenute in soluzione nell'acqua, in quanto questa cede una parte del soluto all'adsorbente.

La *disinfezione* (detta anche *purificazione*) viene effettuata per distruggere i microrganismi presenti nell'acqua, in particolare quelli patogeni, quando vi siano sospetti di inquinamento; deve in ogni caso essere effettuata per le acque superficiali, ma è comunque consigliabile per tutte le acque per uso potabile, prima di immetterle nella distribuzione.

I sistemi di disinfezione più usati sono la *clorazione*, la *cloro-ammoniazione*, l'*ozonizzazione* e l'*irraggiamento* con raggi ultravioletti.

La *clorazione*, di impiego quasi generale, viene fatta con Cl allo stato gassoso o liberato da ipocloriti o cloruri di Na, K, Ca, il quale esercita un'efficace azione battericida. Reagendo con l'acqua, sia il cloro che gli ipocloriti e i cloruri adoperati per la clorazione danno origine, dopo un breve tempo (circa 15') alla formazione di ipocloritioni (OCl) e ioni idrogeno, che stabiliscono un certo equilibrio con l'acido ipocloroso:

$$OCl^- + H^+ \rightleftharpoons HOCl$$

Il cloro presente come ipocloritioni e come acido ipocloroso è denominato *cloro attivo libero* ed esercita un'elevata azione battericida, grazie sia al suo notevole potere ossidante che alla sua azione diretta sugli enzimi delle cellule batteriche, che divengono inattive. Non tutto il *cloro aggiunto* esercita però l'azione microbicida ossidando la sostanza organica. Infatti, quell'aliquota di cloro aggiunto che dà origine a *cloro attivo libero* (ipocloritioni e acido ipocloroso) esercita in pieno la sua funzione microbicida, mentre quella parte di cloro che reagisce con l'idrogeno solforato e con le altre sostanze riducenti non è in grado di effettuare alcuna attività microbicida; infine, l'aliquota di cloro aggiunto che reagisce con l'ammoniaca, dando origine a monocloroammina e dicloramina, consente un'azione battericida ridotta.

Si intende per *cloro-richiesta* la quantità di cloro necessaria a ossidare le sostanze organiche e le altre sostanze riducenti presenti nell'acqua ed è quindi data dalla differenza tra la quantità di cloro aggiunto nell'acqua e la quantità di cloro, detta *clororesiduo*, che si ritrova dopo un certo periodo di contatto (di solito da 15' a 30').

Il *clororesiduo combinato* è pari a quella parte del clororesiduo che, pur combinato con altre sostanze, conserva parzialmente le proprietà disinfettanti (per esempio le clorammine); il *clororesiduo libero* è quella aliquota di clororesiduo che, presente come acido ipocloroso (HCl O) o ione ipoclorito (OCl) o altri composti del cloro con elevato potere disinfettante, risulta pienamente efficace nella disinfezione, nel senso che sono sufficienti dosi minime per esercitare una sicura disinfezione. La quantità di cloro aggiunta deve essere tale da ottenere un clororesiduo libero di 0,2-0,3 p.p.m. all'impianto dopo 10' di clorazione e di 0,05-0,1 nei punti più lontani della rete di distribuzione; quantità più elevate di clororesiduo sono sconsigliabili, in quanto alterano fortemente le caratteristiche organolettiche dell'acqua (odore e sapore), rendendola sgradevole.

La *postclorazione* o *clorazione standard*, detta anche *clorazione marginale*, consiste nell'aggiunta di cloro nell'acqua a monte della distribuzione e quindi, se è inserita in un processo completo di potabilizzazione, rappresenta l'ultima fase di tale processo; in questo ultimo caso la clororichiesta è minima, in quanto la sua

azione è concentrata sulla flora batterica presente, per cui si ha un minor consumo di cloro. Il dosaggio di cloro aggiunto va da 0,05 a 1 p.p.m. (in media da 0,3 a 0,5 p.p.m.) e può essere stabilito controllando con vari metodi, più o meno precisi, il clororesiduo totale, quello combinato e quello libero.

Con la *preclorazione* il cloro viene aggiunto all'ingresso dell'impianto di potabilizzazione e si ottiene il vantaggio di prevenire lo sviluppo di alghe nelle varie parti dell'impianto – in particolare nei filtri – e di distruggere la presenza di H_2S e di altre sostanze causa di cattivi odori e sapori. Il cloro deve essere dosato in modo che non ci sia clororesiduo libero a valle della filtrazione (la dose media è di 0,8 mg/l). La preclorazione viene generalmente associata alla postclorazione, per ottenere una più sicura ed efficace azione battericida, specie per acque fortemente inquinate, con alto contenuto di sostanze organiche o con caratteristiche variabili; la tecnica di effettuare la clorazione in due punti distinti è detta *clorazione frazionata.*

La *superclorazione*, che può essere semplice o frazionata, consiste nel dosare il cloro in quantità superiore a quelle normali e viene in genere adoperata occasionalmente, per eliminare particolari odori e sapori, dovuti ad alcuni composti del cloro quali i clorofenoli; le dosi di cloro più comuni vanno da 1 a 5 p.p.m.

Alla superclorazione deve far seguito la *declorazione*, che serve a rimuovere il cloro in eccesso e che viene generalmente ottenuta con carbone attivo, che viene aggiunto in polvere prima della filtrazione, o a mezzo di carbone granulare, che forma un letto assorbente che viene fatto attraversare dall'acqua già filtrata; più raramente si effettua la declorazione con l'aggiunta di anidride solforosa (SO_2) o di bisolfito di sodio ($NaHSO_3$) o mediante aerazione, fino a ridurre il clororesiduo libero entro i limiti consentiti.

La *clorammoniazione* consiste nell'aggiunta di ammoniaca prima e di cloro poi, che in acqua formano mono e dicloammine, le quali esercitano un'azione battericida, ma più lenta di quella del cloro, specie per elevati valori del pH, per cui è richiesto un maggior tempo di contatto con l'acqua (1-2 ore). Rispetto alla clorazione presenta il vantaggio di poter mantenere nella distribuzione un valore di clororesiduo libero più elevato ($>$ 3 p.p.m.), che offre maggiori garanzie e di conservare un'azione più prolungata nel tempo, senza alterazioni dell'odore e del sapore.

Per quanto riguarda i processi di clorazione, occorre far presente alcuni inconvenienti che possono verificarsi. L'impiego quale ossidante dell'ipoclorito, che presenta i vantaggi della semplicità dell'impianto di dosaggio, di non richiedere particolari precauzioni per lo stoccaggio, né l'impiego di personale munito di apposita patente per la manipolazione, presenta gli inconvenienti di modificare leggermente il pH, di accrescere i cloruri presenti nell'acqua, di dar luogo alla possibile formazione di aloformi; a volte, inoltre, negli ipocloriti commerciali sono presenti delle impurezze che in alcuni casi possono addirittura compromettere la potabilità dell'acqua. L'impiego del biossido di cloro come ossidante può dar luogo a formazioni di cloriti, di cloruri e a piccole quantità di clorati, che sono sostanze tossiche; inoltre, il biossido di cloro adoperato per la preossidazione delle acque superficiali disturba gli eventuali successivi trattamenti con ozono, in quanto il clorito e il biossido presenti nell'acqua vengono trasformati in clorati a seguito di ossidazione.

L'*ozonizzazione* consiste nell'aggiungere all'acqua dell'ozono, che possiede un potere ossidante e disinfettante superiore a quello del cloro, per effetto della reazione di dissociazione $O_3 \rightarrow O_2 + O$, che libera dell'ossigeno e per altri motivi per i quali si rimanda ai trattati di Igiene. I tempi di contatto richiesti dell'ozono con l'acqua sono molto ridotti (il tempo minimo è di 4-5') e le dosi di ozono necessarie sono di 1-2 mg/l, con un valore residuo di ozono di 0,4 mg/l.

Rispetto alla clorazione presenta vantaggi e svantaggi. I vantaggi consistono nel fatto che non produce odori e sapori, anzi elimina quelli esistenti e nel fatto che il reattivo viene completamente consumato nella disinfezione; nella rapidità di azione batterica e di ossidazione dell'ozono; nel fatto che l'ozono è attivo anche nei riguardi di forme organiche complesse; non si formano sottoprodotti di trattamento; non è necessario l'approvvigionamento e lo stoccaggio di reattivi; agisce sul plancton distruggendo alghe e protozoi; addiziona ossigeno all'acqua e ciò è molto utile nel caso di acque profonde povere di ossigeno e spesso corrosive nei riguardi delle tubazioni metalliche. Gli svantaggi consistono nell'elevato costo (circa 10 volte quello della clorazione), in una minore flessibilità del dosaggio rispetto al Cl per motivi tecnici ed economici legati al controllo, che viene eseguito rilevando tracce di ozono, a mezzo di reattivi, per almeno 15' all'uscita della zona di contatto.

La minor flessibilità del dosaggio sconsiglia l'ozonizzazione nel caso di acque con caratteristiche variabili, mentre motivi di ordine economico la sconsigliano per acque limpide e con scarso contenuto si sostanze organiche.

L'ozono viene prodotto in ozonizzatori, dove l'aria viene prima essicata e poi viene attraversata da scariche elettriche ad alta tensione (20-25 KVolt) e ad elevata frequenza (500-1000 Hz). L'aria ozonizzata viene insufflata nell'acqua mediante piastre porose poste sul fondo di apposite vasche.

L'*irraggiamento con raggi ultravioletti* (detto anche *attinizzazione*) consiste nell'esporre l'acqua, perfettamente limpida, per 1-3 s, all'azione di raggi ultravioletti prodotti da lampade a vapori di mercurio, alimentate in genere a 220 Volt; affinché i raggi possano penetrare, l'acqua deve scorrere con altezze massime di 20 cm. I raggi esercitano un'azione battericida, la cui efficacia può essere controllata solo con esami batteriologici. Questo processo può essere adoperato solo per piccole portate da trattare (20-30 l/s al più).

In questi ultimi anni, in alternativa ai processi di potabilizzazione che adoperano ossidanti, si sono sviluppate tecniche di rimozione di alcune sostanze, come ferro, manganese e nitrati, utilizzando microorganismi per la trasformazione biologica delle sostanze in composti elementari. Gli impianti operativi che utilizzano processi biologici nella potabilizzazione sono ancora pochi, mentre alcune tecniche sono ancora in fase di studio e di sperimentazione su impianti pilota. Fra tali processi si ricorda quello di denitrificazione biologica, che mette in atto reazioni di ossidoriduzione che danno luogo all'ossidazione del bubstrato minerale organico in azoto gassoso; i batteri denitrificanti sono sia del tipo aerobico che anaerobico.

Per concludere, si richiama la necessità di mantenere costantemente sotto controllo, mediante monitoraggio, la fonte di approvvigionamento idrico, rilevandone sia la quantità che la qualità, a cui vanno tempestivamente adattati i processi di potabilizzazione, che solo in questo modo possono fornire garanzie di riuscita.

Bibliografia

Albano A., Salvalaggio L., *Manuale di Igiene*, vol. II, Piccin Editore, Padova 1979.

Arredi F., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1982.

Calenda G., Margaritora G., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1979.

Dall'Acqua G., *Igiene ambientale–Manuale di Igiene edilizia, urbana e territoriale*, Minerva Medica, Torino 1990.

Frega G., *Lezioni di acquedotti e fognature*, Ed. Liguori, Napoli 1984, 2ª edizizione.

Hammer M. J., (a cura di Vittorio Bearzi), *Manuale di tecnologie dell'acqua*, Ed. Tecniche Nuove, Milano 1993.

Ippolito G., *Appunti di Costruzioni Idrauliche*, Edizione aggiornata a cura di G. De Martino, Liguori, Napoli 1993.

Melchiori I., Fortuna U., *Igiene e disinfezione dell'acqua*, Il Campo, Bologna 1980.

Mendia L., Napoli R., "Potabilizzazione", in *Manuale di Ingegneria Civile* vol.1, cap.9, Cremonese, Roma 1986.

Moriggi S., "Il trattamento delle acque per uso potabile" in *Corso di aggiornamento, progettazione e gestione degli acquedotti.* Politecnico di Milano, febbraio 1992.

Normativa sugli acquedotti, Pirola, Milano 1991

Vismara R., "Qualità delle acque potabili", in *Corso di aggiornamento, progettazione e gestione degli acquedotti.* Politecnico di Milano, febbraio 1992.

3

LE ACQUE DI APPROVVIGIONAMENTO PER USO POTABILE E LE OPERE DI CAPTAZIONE

3.1 Le fonti convenzionali di approvvigionamento idrico

Si è detto nel capitolo 2 che il DPR n. 515 del 3.07.1982 classifica come fonti convenzionali di approvvigionamento idrico le acque sotterranee e quelle superficiali.

Le *acque sotterranee* si distinguono in *acque di sorgente* e in *acque di falda superficiale o profonda*; le *acque superficiali* sono invece quelle dei corsi d'acqua e dei laghi. Ci sono poi le *acque dei subalvei fluviali e torrentizi*, che rientrano tra quelle di falda, ma hanno stretti legami con quelle superficiali dei corsi d'acqua che alimentano i subalvei stessi.

Le acque piovane, direttamente captate mediante cisterne, sono sufficienti per i fabbisogni di case isolate, dati i loro quantitativi molto modesti; da un punto di vista igienico è però preferibile non usare queste acque a scopo alimentare, ma solo per soddisfare alcuni dei fabbisogni idrici rurali.

3.2 Le acque sotterranee

Fra le acque sotterranee quelle sorgentizie presentano generalmente le migliori caratteristiche dal punto di vista della potabilità, tanto che vengono utilizzate quasi esclusivamente per l'approvvigionamento idrico a scopo potabile. Le risorse sorgentizie sono peraltro limitate e assolutamente insufficienti a soddisfare da sole la richiesta idropotabile, mentre le acque di falda, anche se di qualità in genere meno buona, hanno una disponibilità molto maggiore.

3.3 Le sorgenti

Le sorgenti sono degli affioramenti naturali delle acque di falda, che possono presentarsi localizzati in punti ben precisi, oppure diffusi su un'area più o meno ampia. L'affioramento si manifesta dove la linea piezometrica della falda interseca il piano di campagna.

La sorgente è detta subacquea quando l'affioramento avviene al di sotto di uno specchio liquido; a seconda del tipo di falda che l'alimenta, la *sorgente* è poi detta *artesiana* se è alimentata da una falda artesiana e *ordinaria* se è alimentata da una

falda libera. Ai fini della captazione della sorgente è molto importante distinguere l'*affioramento geologico* dall'*affioramento visibile o reale*: l'affioramento geologico è il punto dove l'acqua fuoriesce dalla formazione geologica in cui si trova la falda idrica che alimenta la sorgente, mentre l'affioramento reale può aver luogo da una formazione detritica recente che ricopre tale formazione geologica (figura 3.1).

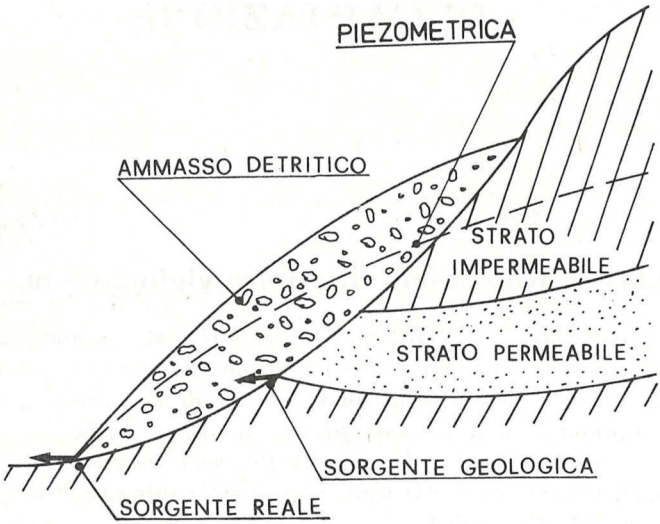


Fig. 3.1 Affioramento geologico di una sorgente.

3.3.1 La classificazione delle sorgenti

Varie sono le classificazioni delle sorgenti date da autori, quali Canavari, Gortani, Arredi, Margaritora e Calenda; si fa riferimento alla seguente classificazione di Canavari, che è molto semplice ed è stata ripresa pressoché integralmente da Marchetti.

1) *Sorgenti di vetta*: sono così denominate perché si manifestano in località con quote prossime a quelle delle vette delle montagne. Sono dovute alla presenza di una serie di fessure nella roccia che si spingono fino a una certa profondità. L'acqua penetra in tali fessure, arrestandosi dove queste cessano: si ha così un innalzamento del livello liquido, che dà origine alla formazione di una falda acquifera a superficie convessa, che, raggiunta una certa potenza, provoca l'affioramento (figura 3.2). La sorgente di vetta, non essendo strettamente legata alla piovosità, è caratterizzata da una portata molto limitata ma perenne.

2) *Sorgenti di detrito*: si hanno quando le acque penetrano in uno sfasciume di roccia o di detriti o in uno strato alluvionale che posa su uno strato di terreno impermeabile, che costituisce il piano di scorrimento delle acque stesse. La sorgente affiora nel punto in cui lo strato detritico superiore viene a mancare (figura 3.3). Per una corretta realizzazione delle opere di presa è importante individuare la

posizione dello strato impermeabile.

3) *Sorgenti di emergenza*: si abbia uno strato impermeabile che costituisce il letto di una falda idrica superficiale o profonda; se nel terreno è presente un'erosione che incide la falda scoprendola, si verificheranno affioramenti sorgentizi nei punti in cui la superficie del terreno interseca quella della falda (figura 3.4).

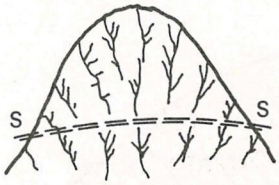


Fig. 3.2 Sorgente di vetta.

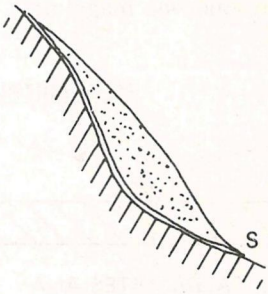


Fig. 3.3 Sorgente di detrito.

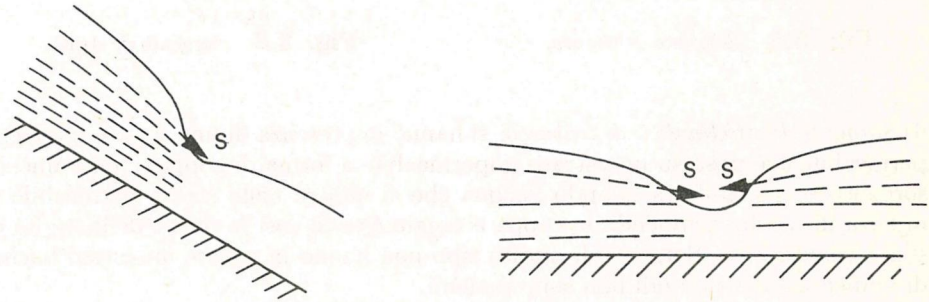


Fig. 3.4 Sorgenti di emergenza.

4) *Sorgenti di fessura*: sono quelle che affiorano da una fessura più o meno grande delle rocce, causata da fenomeni erosivi. Sono presenti in genere nelle rocce calcaree, che presentano spesso fessurazioni e cavernosità più o meno grandi fra loro intercomunicanti, così da costituire una vera e propria rete di canali. Le acque piovane penetrano all'interno di tali fessure riempendo la rete suddetta fino a determinati livelli, con quota variabile a seconda della piovosità stagionale. Nei punti in cui qualche fessura o caverna della rete idrica sotterranea viene messa a nudo, si hanno delle sorgenti; senza il rifornimento da parte delle piogge, la rete idrica tenderebbe a vuotarsi, con una progressiva riduzione della portata delle sorgenti nel tempo.

Con il termine di sorgenti di fessura (o di frattura) vengono indicate anche le sorgenti artesiane, che affiorano a seguito di una frattura presente nello strato impermeabile superiore quando la superficie piezometrica della falda è più elevata del suolo (figura 3.5).

5) *Sorgenti di deflusso o di strato*: sono simili a quelle di emergenza, con le quali vengono confuse da qualche autore. Infatti, anche per le sorgenti di strato l'affioramento si verifica quando l'orografia del terreno è tale da mettere allo scoperto

una falda freatica che poggia su un letto impermeabile (figura 3.6); differiscono però da quelle di emergenza per la diversa entità del fenomeno che le origina e, quindi, delle portate nei due casi.

In sostanza, per le sorgenti di emergenza l'affioramento è dovuto a una incisione occasionale del terreno e le portate sono in genere di modesta entità, mentre per le sorgenti di strato l'affioramento è dovuto all'orografia del terreno stesso e le portate sono ben maggiori.

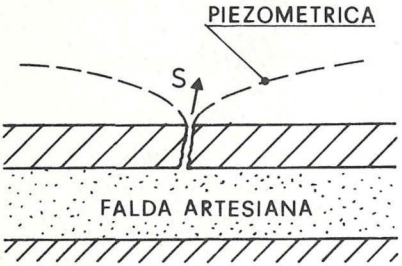


Fig. 3.5 Sorgente di fessura.

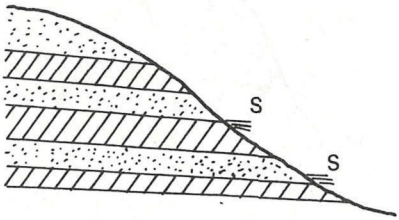


Fig. 3.6 Sorgente di strato.

6) *Sorgenti di sinclinale* o *di trabocco*: si hanno in presenza di uno strato di terreno permeabile che posa su uno strato impermeabile a forma di coppa; l'affioramento sorgentizio si manifesta quando l'acqua che si infiltra nello strato permeabile si innalza di livello riempendo la coppa e raggiungendo così la quota della soglia di sfioro (figura 3.7). Sorgenti di questo tipo non hanno in genere un esteso bacino di alimentazione e quindi non sono perenni.

7) *Sorgenti di sfioramento dei livelli idrostatici*: si hanno quando esiste nel terreno una cavità avente una forma del tutto particolare in cui penetrano le acque; quando il livello della falda idrica sale fino a riempire completamente la cavità, si manifesta l'affioramento della sorgente (figura 3.8). La differenza tra le sorgenti di trabocco e quelle di sfioramento sta nel fatto che nelle prime lo sfioramento è dovuto alla presenza di una falda freatica e nelle seconde all'esistenza di una cavità nel terreno.

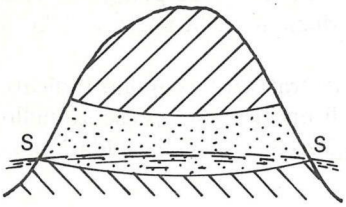


Fig. 3.7 Sorgente di trabocco.

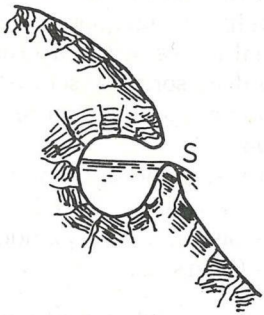


Fig. 3.8 Sorgente di sfioramento dei livelli idrostatici.

3.3.2 Lo studio delle sorgenti

L'individuazione del bacino che alimenta una sorgente è molto importante per motivi di carattere sia idraulico che igienico. Dall'estensione del bacino dipende infatti il regime idraulico della sorgente e quindi la quantità d'acqua che può essere captata, mentre dalle caratteristiche del bacino dipende la qualità dell'acqua stessa.

Individuato il bacino, è possibile constatare se esistono o meno fonti di inquinamento superficiale, che possono inquinare l'acqua in misura tale che il percorso sotterraneo non è sufficiente all'autodepurazione. Inoltre, la natura dei terreni attraversati dalla falda idrica che alimenta la sorgente ha una grande influenza sulle caratteristiche fisiche e, soprattutto, chimiche dell'acqua, per cui la sua conoscenza è molto importante per poter stabilire se la presenza di determinate sostanze è imputabile a inquinamento di natura organica o meno.

A volte risulta molto difficile riuscire a individuare tale bacino, in quanto quello superficiale, che è facilmente determinabile, può differire anche notevolmente da quello degli strati sotterranei che alimentano la sorgente. Sono perciò necessari approfonditi studi sulla geologia del sottosuolo per riuscire a conoscere con una certa attendibilità il bacino effettivo della sorgente.

Prima della realizzazione delle opere di captazione delle acque sorgentizie è molto importante effettuare una serie di misure di portata per più anni, con una frequenza mensile o, meglio, di una volta ogni 10–15 giorni, in modo da riuscire ad acquisire conoscenze abbastanza sicure sull'idrologia della sorgente. Tali misure, che sarà opportuno continuare a effettuare anche dopo aver captato le acque e durante l'esercizio dell'acquedotto, possono essere fatte con vari metodi, fra i quali andrà scelto di volta in volta quello più idoneo, che dipende, principalmente, dall'entità della portata; il metodo di misura dovrà comunque essere tale da non rigurgitare la sorgente, perché ciò potrebbe dar luogo a una deviazione della stessa.

Per le sorgenti si distingue il *regime* (o il *periodo*) *influenzato* da quello *non influenzato*. Nel primo la sorgente risente l'effetto delle precipitazioni, delle portate dei corsi d'acqua e, in genere, di tutti quei fattori che alimentano la falda da cui essa sgorga, mentre nel secondo la sorgente continua ad avere una certa portata, senza alcuna alimentazione idrica dall'esterno. Durante il periodo non influenzato, la portata Q della sorgente è quindi dovuta al progressivo vuotamento del volume idrico immagazzinato nella falda ed è quindi una funzione $Q = Q(V)$ di tale volume. In un intervallo di tempo dt si ha quindi, per l'equazione di continuità:

$$Q\,dt = -dV \tag{3.1}$$

Ammessa una legge di proporzionalità tra la portata Q e il volume V immagazzinato ($Q = \alpha V$, con α costante), dalla (3.1) si ha:

$$Q\,dt = -\frac{dQ}{\alpha} \tag{3.2}$$

e quindi, separando le variabili:

$$\frac{dQ}{Q} = -\alpha\,dt \tag{3.3}$$

Integrando la (3.3) tra un istante qualsiasi t_0 (assunto come iniziale) in cui la portata è Q_0 e un generico istante t in cui la portata è Q, si ottiene:

$$Q = Q_0 \, e^{\alpha \, t} \tag{3.4}$$

La (3.4) rappresenta la legge $Q = Q(t)$ della portata della sorgente nel periodo non influenzato, legge che è quella tipica dei fenomeni idraulici di esaurimento. L'esponente α, che ha le dimensioni dell'inverso di un tempo, è detto *costante di esaurimento*; la portata Q della sorgente va diminuendo tanto più lentamente quanto minore è il valore di α.

In genere nella (3.4) si assume per comodità come iniziale l'istante in cui si verifica la massima portata Q_0 dell'anno; dai valori delle misure di portata effettuate nel periodo non influenzato, con cadenza mensile o quindiciennale, è possibile ricavare, mediante una semplice regressione di tipo esponenziale, le costanti Q_0 e α. Una volta note tali costanti, la (3.4) permette di determinare le portate nei vari mesi del periodo non influenzato sulle quali si può fare mediamente affidamento; se si ha a disposizione un periodo di osservazione di n anni, si potrà anche determinare la (3.4) con riferimento alle portate più basse che si sono verificate in un certo anno del periodo, trovando così quelle portate della sorgente al di sotto delle quali non si scende, in media, in un periodo di n anni.

Analogamente, determinando le costanti della (3.4) con riferimento alle portate al di sotto delle quali si è scesi 1-2-3 ..m volte nel periodo di osservazione, l'equazione fornisce le portate della sorgente, sempre nel periodo non influenzato, al di sotto delle quali si scende, mediamente, 1-2-3 .. m volte in n anni.

È da rilevare che la portata minima viene raggiunta al termine del periodo non influenzato, che ha una durata strettamente legata a quella del periodo di siccità – più o meno marcata –, che cambia di anno in anno.

Il regime delle sorgenti segue con un ritardo più o meno grande il regime pluviometrico del bacino di alimentazione, per cui, per esempio, in una zona con regime pluviometrico di tipo marittimo, la portata minima della sorgente non si verifica a fine agosto–inizio settembre, quando ha termine il periodo di siccità, ma dopo un certo intervallo di tempo, che è tanto maggiore quanto più grande è il percorso sotterraneo effettuato dalle acque meteoriche prima di affiorare, percorso lungo il quale ha modo di esplicarsi il fenomeno dell'autodepurazione.

Dallo studio del regime idraulico della sorgente si possono perciò avere delle precise indicazioni sulla qualità dell'acqua, specie dal punto di vista igienico; al riguardo, si fa anzi presente che è opportuno confrontare il regime idraulico della sorgente e quello pluviometrico nell'arco dell'intero anno, per avere indicazioni ancora più precise. Per una buona sorgente lo sfasamento tra i due suddetti regimi deve essere almeno di 2÷3 mesi; non mancano casi di sorgenti le cui portate sono influenzate dalla piovosità che si è avuta anche negli anni precedenti a quello che si considera (sorgenti a regime pluriennale).

3.3.3 Opere di presa delle sorgenti

Le opere di captazione presentano caratteristiche diverse a seconda del tipo di sorgente e della morfologia del terreno e la loro realizzazione deve essere sempre preceduta da indagini di carattere geologico, con l'eventuale ausilio di sondaggi

e cunicoli, allo scopo di individuare la situazione geologica che dà origine alla sorgente stessa.

La prima importante regola da rispettare nella captazione è quella di mettere a nudo l'affioramento geologico della sorgente, rimuovendo l'eventuale ammasso detritico o alluvionale che si trova tra tale affioramento e quello reale; se il suddetto ammasso è molto spesso, si potrà giungere fino alla sorgente geologica mediante opportuni cunicoli di scavo. L'operazione, giustificata dal fatto che lo sbocco geologico della sorgente, al contrario di quello reale, si sposta ben difficilmente nel tempo, ha lo scopo di isolare le acque sorgive da eventuali acque esterne, che possono trovarsi nell'ammasso detritico superficiale.

Quando le acque sotteranee, prima di affiorare, scorrono in fessure presenti nella roccia, come per esempio nel caso delle sorgenti di fessura, è opportuno procedere con particolare cura nelle operazioni di ricerca dello sbocco geologico della sorgente, per evitare di occludere o interrompere alcune di tali fessure; l'uso di mine è perciò sconsigliabile e, se non è possibile farne a meno, bisogna agire con molta cautela.

Trovato l'affioramento geologico, occorre far sì che le opere di presa non innalzino o abbassino la quota di tale affioramento: nel primo caso, infatti, la sorgente verrebbe rigurgitata, con una conseguente diminuizione della sua portata e col grave pericolo che essa venga totalmente o parzialmente deviata, sgorgando in altri punti; nel secondo caso si provocherebbe un più rapido vuotamento dell'acqua immagazinata nella falda, con la conseguenza che la portata della sorgente aumenterebbe nel periodo influenzato e diminuirebbe in quello non influenzato, quando il fabbisogno idrico è maggiore e le portate della sorgente sono minori.

Per le sorgenti di emergenza di fondo valle, che affiorano a fianco di un corso d'acqua, occorre captare le acque della sorgente a quota più elevata rispetto al livello di massima piena del fiume, anche se questo comporta un innalzamento dell'affioramento della sorgente; nel caso ciò non sia possibile, bisognerà eseguire delle opere che isolino le acque sorgentizie da quelle fluviali o deviare la sorgente.

Una volta che è stato messo a nudo l'affioramento geologico, si procede alla realizzazione delle opere di presa, captando tutta la portata della sorgente, anche se essa è esuberante per soddisfare i fabbisogni idrici dell'acquedotto da realizzare, sia perché tali fabbisogni potrebbero in futuro aumentare in misura maggiore di quanto previsto in progetto, sia perché l'acqua disponibile in eccesso potrebbe essere in seguito utilizzata per alimentare un altro acquedotto, senza dover rifare le opere di presa.

Le opere di presa di una sorgente che sbocca in un solo punto sono costituite innanzi tutto da un cunicolo incassato nella roccia *in situ* per un tratto di opportuna lunghezza, intorno al quale devono essere realizzati opportuni sistemi di drenaggio, per evitare l'ingresso delle acque superficiali. Per sorgenti di una certa importanza, il cunicolo deve essere praticabile, per poter periodicamente procedere a operazioni di pulizia e di manutenzione; solo per sorgenti con portata molto limitata può essere sufficiente mettere a nudo l'affioramento geologico senza la successiva realizzazione del cunicolo.

Al cunicolo fa seguito l'edificio di presa, che è costituito da più camere ed è provvisto di una serie di apparecchiature e pezzi speciali che servono per la misura della portata e per la derivazione dell'acqua. Il numero di tali camere dipende

dall'importanza della sorgente e in particolare dalla portata captata.

Nelle sorgenti maggiori la portata captata arriva in una prima camera (camera di raccolta), dove c'è la vasca di calma o sedimentazione, nella quale la corrente liquida ha una velocità molto piccola (0,10÷0,20 m/s), in modo da consentire la sedimentazione di quasi tutto il contenuto solido in sospensione. Tale vasca deve essere munita di uno sfioratore superficiale di troppo pieno e di uno scarico di fondo, che serve anche allo spurgo dei solidi sedimentati, per facilitare il quale è opportuno dare al fondo della vasca una pendenza verso lo scarico.

Lo scarico di fondo è provvisto di una saracinesca, mentre quello di superficie, che deve consentire sempre il deflusso dall'interno verso l'esterno e non può quindi mai restare chiuso, è bene che sia provvisto, per motivi igienici, di una valvola unidirezionale, a tenuta dall'esterno verso l'interno, per evitare l'ingresso di animali dall'esterno. Le dimensioni della vasca di sedimentazione devono essere determinate in base alla velocità della corrente, il cui esatto valore va stabilito in funzione della velocità di sedimentazione delle particelle solide.

Dalla vasca di calma l'acqua passa in quella di presa mediante uno stramazzo, che serve anche per la misura della portata; per opere di una certa importanza è opportuno misurare anche la portata che viene sfiorata. Anche la vasca di presa deve essere munita di scarico di fondo, mentre quello di superficie non è necessario, in quanto l'eventuale portata in arrivo in eccesso rispetto a quella derivata viene già sfiorata dalla vasca di calma. La tubazione di presa deve essere dotata di filtro di presa, detto anche *succhieruola*, e deve essere posizionata a una certa altezza dal fondo (almeno 0,50 m), per impedire l'ingresso della sabbia non depositatasi nella vasca di sedimentazione; bisogna inoltre far sì che il minimo livello liquido nella vasca di presa risulti sempre sufficientemente più alto rispetto alla tubazione di presa, per evitare che in questa ci sia ingresso d'aria, che ostacolerebbe il deflusso. Inoltre, è opportuno installare in tale tubazione un misuratore di portata con funzionamento continuo e provvisto di un'apparecchiatura di registrazione, misuratore che potrà essere costituito da un venturimetro, un boccaglio ecc. o potrà essere di tipo magnetico.

Per opere di presa importanti, tra la vasca di calma e quella di presa si inserisce a volte una vasca di misura, munita di luci a stramazzo, o a battente, per poter effettuare più comodamente le misure di portata. In questo caso non è indispensabile che il passaggio della corrente dalla vasca di calma a quella di misura avvenga attraverso uno stramazzo.

L'opera di presa è completata dalla camera di manovra o delle valvole, dove sono ubicati tutti gli organi di comando delle varie tubazioni (valvole, saracinesche di regolazione, deviazioni, intercettazioni ecc.), azionando i quali è possibile regolare la portata da derivare, aprire lo scarico di fondo, effettuare delle deviazioni del flusso ecc.; nella camera di manovra trovano inoltre posto i quadri di lettura di tutte le grandezze che interessano, quali, per esempio, gli indicatori di livello nelle vasche e i registratori di portata. La camera di manovra è direttamente accessibile dall'esterno, viene generalmente provvista di illuminazione naturale e deve essere ben separata dalle altre vasche, che, invece, non devono essere illuminate direttamente, per i motivi di natura igienica esposti nel capitolo 2.

È da notare che per le opere di presa con più camere, oltre a quella di manovra, lo sfioratore di superficie può essere inserito anche in una delle camere poste a valle

di quella di arrivo, mentre è indispensabile che tutte le camere siano munite di scarico di fondo, in modo da poterle vuotare per pulirle o effettuare gli interventi di manutenzione. Nelle figure 3.9 e 3.10 sono schematicamente rappresentati edifici di presa rispettivamente con due e con tre camere, oltre a quella di manovra.

Per le sorgenti minori le opere di presa sono più semplici: spesso è presente un'unica camera, adibita sia alla raccolta che alla presa dell'acqua (figure 3.11 e 3.12); in questi casi la portata può essere misurata solo mediante un apparecchio di misura installato sulla tubazione di presa.

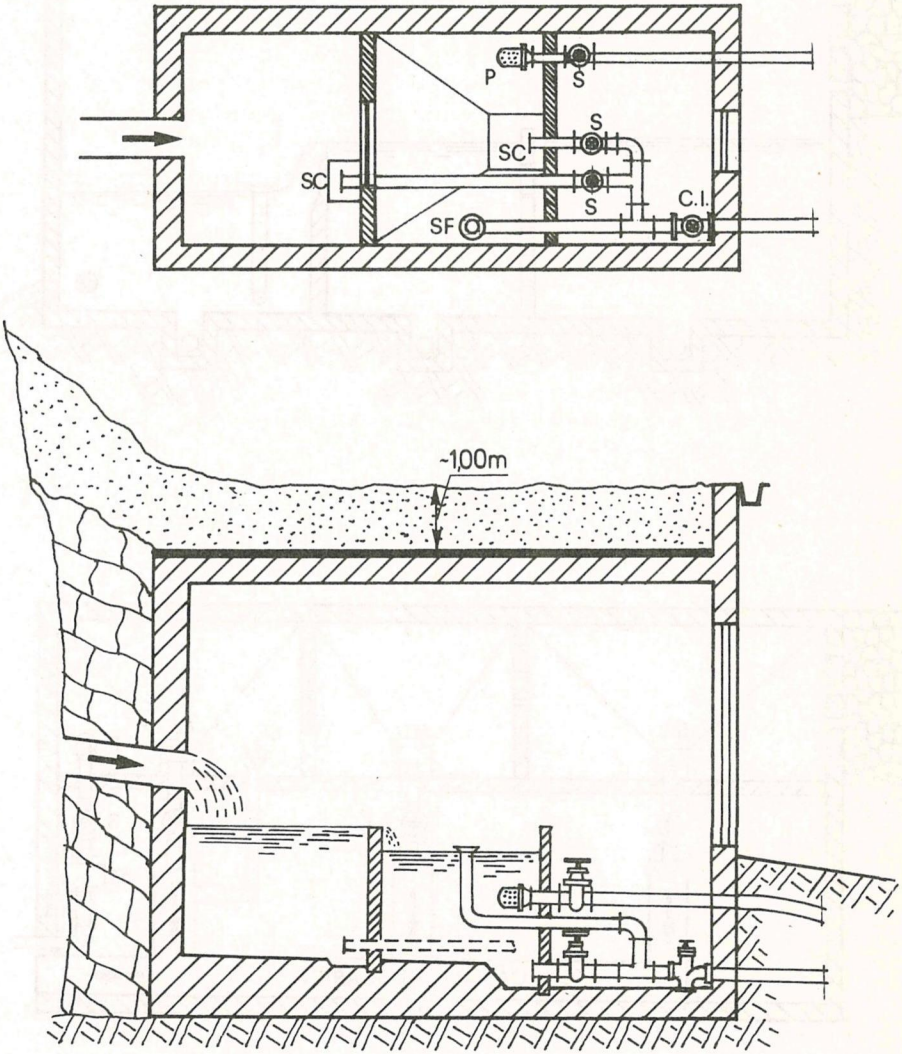


Fig. 3.9 Opera di presa di una sorgente a due camere: pianta e sezione longitudinale.

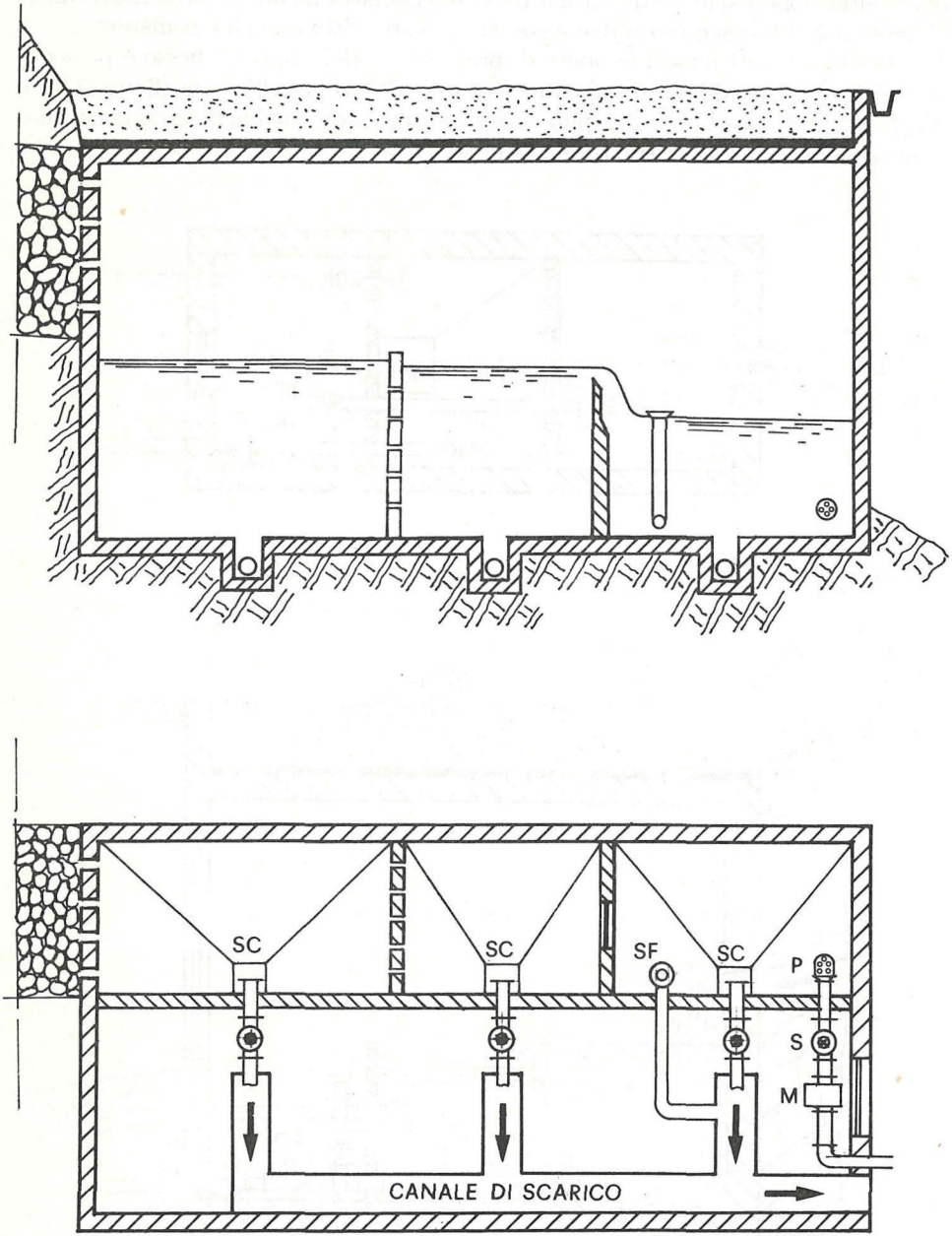


Fig. 3.10 Opera di presa di una sorgente a tre camere: pianta e sezione longitudinale.

Particolare cura va posta nella realizzazione dell'intonaco delle varie vasche, mettendo in atto tutti quegli accorgimenti, di cui si dirà a proposito dei serbatoi, per evitare che esso, a contatto con l'acqua, si deteriori facilmente o subisca delle lesioni. La copertura dell'opera di presa dovrà essere ben impermeabilizzata e al di sopra di essa andrà posto uno strato di terreno di ricoprimento dello spessore di 0,80÷1,00 m, che ha un effetto di coibentazione dell'ambiente interno. Intorno all'edificio andrà poi previsto un idoneo sistema di drenaggio, che allontani rapidamente le acque esterne, per evitare qualsiasi pericolo di infiltrazione all'interno.

Quando le sorgenti sono più d'una, esse vengono captate e addotte separatamente mediante cunicoli o gallerie all'edificio di presa, che è costituito da più camere – come nel caso della captazione di una sola sorgente – la prima delle quali è detta camera di riunione (figura 3.13). Qualora si voglia misurare la portata delle singole sorgenti, sarà opportuno inserire nell'edificio di presa, a monte della camera di riunione, più vasche di misura, in ognuna delle quali deve giungere la portata di ciascuna sorgente. Si possono anche realizzare edifici di presa separati per le varie sorgenti – ciascuno del tipo di quelli descritti in precedenza relativi ad una sola sorgente da captare – e convogliare quindi le portate in uscita da tali edifici nella camera di riunione, dove viene installata la presa vera e propria dell'acquedotto.

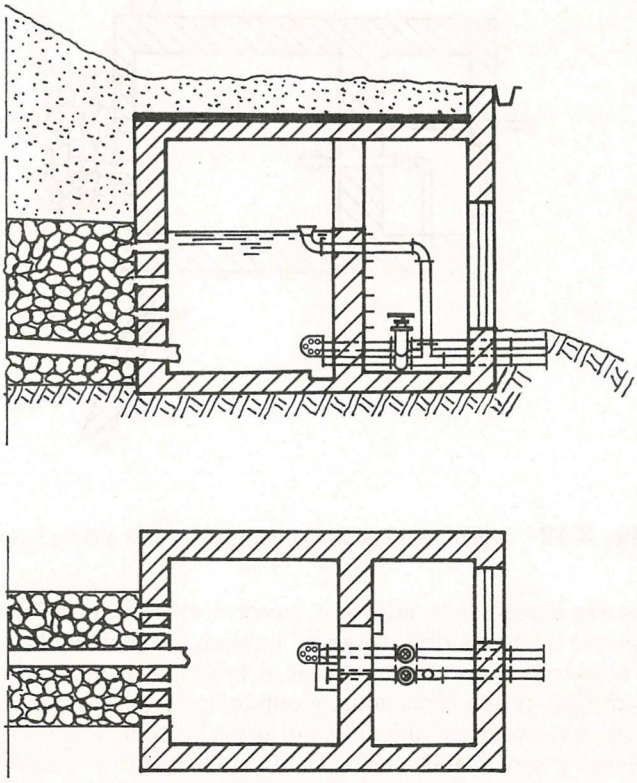


Fig. 3.11 Opera di presa di una piccola sorgente: pianta e sezione.

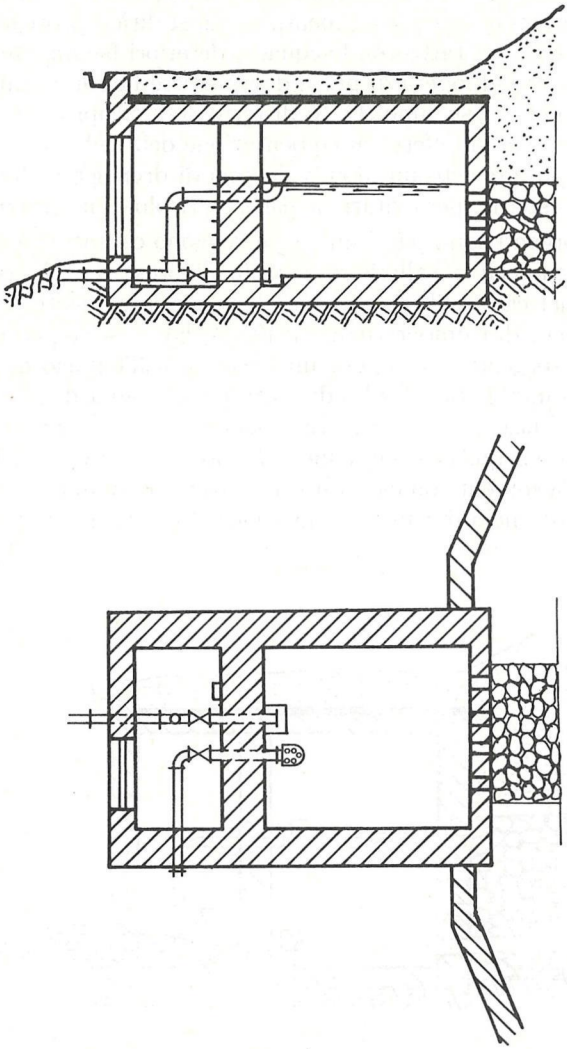


Fig. 3.12 Opera di presa di una piccola sorgente: pianta e sezione.

Qualsiasi sia la soluzione adottata, occorre avere la possibilità di escludere temporaneamente qualcuna delle sorgenti, qualora venga meno l'assoluta garanzia igienica dell'acqua derivata. Quando si è in presenza di una sorgente che ha un affioramento diffuso in una certa zona, è opportuno realizzare una galleria di captazione che possa convogliare all'edificio di presa tutte le acque sorgentizie.

Alla galleria si ricorre anche nel caso di varie sorgenti con affioramenti da uno o più strati rocciosi allineati secondo una certa direzione. Le gallerie andranno im-

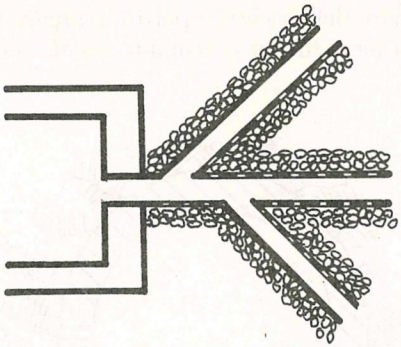


Fig. 3.13 Gallerie di captazione di più sorgenti.

morsate all'interno della roccia; in corrispondenza dello strato su cui scorre la falda acquifera andrà posto del materiale drenante e la parete della galleria dovrà essere forata, per permettere l'ingresso dell'acqua; come si è già visto per i cunicoli, andranno inoltre realizzati intorno alle gallerie adeguati sistemi di drenaggio delle acque superficiali. Per portate di una certa entità sarà opportuno che le gallerie siano praticabili, con passo d'uomo possibilmente separato dal canale che convoglia le acque (figure 3.14 e 3.15).

Nel caso in cui la sorgente o le sorgenti alimentino più acquedotti, è necessario realizzare nell'edificio di presa un partitore, che suddivida la portata in arrivo in un certo numero di parti non necessariamente uguali fra loro. Ciò può essere fatto in vari modi: per esempio, realizzando nella vasca di calma vari stramazzi di dimensioni diverse, ma con soglia alla stessa quota; la camera di presa viene quindi suddivisa in più parti, in ognuna delle quali giunge la vena sfiorante da ciascuno degli stramazzi suddetti. Se gli stramazzi sono realizzati e posizionati in modo idoneo, avranno lo stesso coefficiente di efflusso e basterà assegnare a essi delle sezioni trasversali che stiano tra loro nelle stesse proporzioni secondo le quali si vuole suddividere la portata globale, qualsiasi sia il livello liquido a monte.

Intorno alle opere di presa va realizzata, per motivi igienici, una zona di protezione sufficientemente ampia, che deve essere recintata, in modo da impedire l'accesso a persone e ad animali, prevenendo così possibili fonti di inquinamento.

Il DPR n. 236 del 24.05.1988 prevede, per le sorgenti e i pozzi, una zona di tutela assoluta e delle zone di rispetto. La zona di tutela assoluta deve essere recintata e avere un'estensione di raggio non inferiore a 10 m, deve essere adibita esclusivamente a opere di presa e a costruzioni di servizio e deve essere munita di canalizzazioni per le acque meteoriche. Nelle zone di rispetto, che devono di norma avere un'estensione di raggio non inferiore a 200 m, sono vietate una serie di attività e destinazioni che potrebbero contaminare la risorsa idrica (accumulo di concimi organici, spandimento di pesticidi e fertilizzanti, discariche anche se controllate, impianti di trattamento rifiuti, pascolo e stazzo di bestiame ecc.).

Qualora si notino, dopo aver effettuato la captazione, intorbidimenti dell'acqua della sorgente nei periodi piovosi, significa che attraverso fratture presenti

nella roccia si verificano infiltrazioni di acque superficiali nella sorgente; in questi casi è opportuno effettuare delle ricerche per individuare i punti di infiltrazione e per poter procedere alla loro chiusura mediante argilla o calcestruzzo.

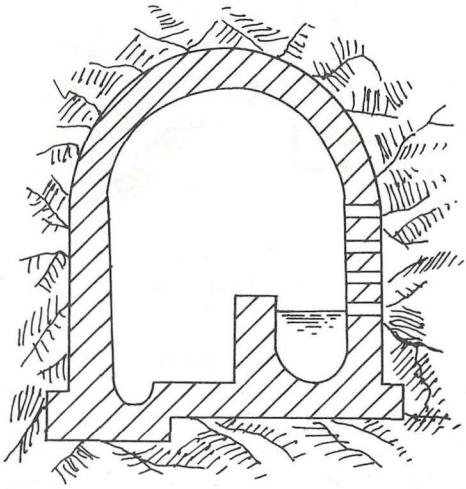


Fig. 3.14 Galleria praticabile realizzata in roccia.

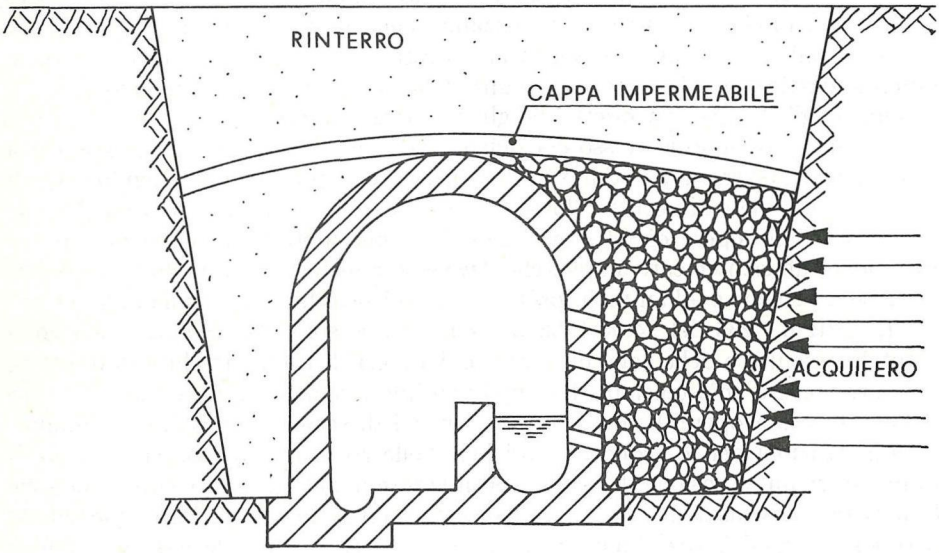


Fig. 3.15 Galleria praticabile realizzata in terreno permeabile.

3.4 Le acque di falda

Lo studio delle falde idriche risulta in genere particolarmente complesso, in quanto presuppone una serie di conoscenze sulla natura e costituzione del sottosuolo e sulla consistenza e circolazione dell'acqua di non semplice acquisizione. Tale studio, indispensabile per lo sfuttamento delle falde, va condotto parallelamente a una serie di indagini sperimentali di natura idrogeologica; è però necessario premettere delle nozioni di carattere generale sull'infiltrazione e sulla presenza dell'acqua nel sottosuolo, sull'alimentazione delle falde idriche, sullo scorrimento sotterraneo, sui moti di filtrazione ecc.

3.4.1 La presenza dell'acqua nel sottosuolo

L'acqua contenuta nel terreno, oltre a quella di costituzione, si trova nelle seguenti forme: *acqua di adsorbimento* (o *igroscopica*), *acqua di adesione* (o *pellicolare*), *acqua capillare* e *acqua gravitazionale*.

L'acqua di adsorbimento è legata ai grani del terreno con legami dipolari ed elettrochimici e non può essere spostata allo stato liquido.

L'acqua di adesione è legata ai granuli per tensione superficiale, ha un menisco convesso e si può spostare allo stato liquido da un granulo all'altro per attrazione molecolare.

L'acqua capillare occupa parzialmente o totalmente i vuoti tra i granuli e ha menischi concavi; anch'essa è soggetta alla tensione superficiale. È detta *isolata* se occupa i vuoti solo in parte e *continua* se li riempie completamente, formando la cosiddetta *frangia capillare*, il cui spessore è tanto maggiore quanto più piccoli sono i meati.

L'acqua gravitazionale è soggetta solo alla forza di gravità e tra essa e i grani del terreno gli unici legami sono dovuti alla pressione idraulica e alla forza tangenziale di trascinamento che si ha durante il moto. L'acqua gravitazione può essere:

- *di percolazione*, quando percorre il terreno in senso verticale, anche senza riempire completamente i vuoti, conservando la pressione atmosferica e dirigendosi verso la falda sottostante.
- *di falda*, quando occupa tutti i vuoti con pressione maggiore o uguale a quella atmosferica.

Nei riguardi dello sfruttamento, l'acqua contenuta nel terreno può essere distinta in due categorie: *acqua di detenzione* e *acqua libera*. L'acqua di detenzione è costituita da quella di adsorbimento, da quella di adesione e da quella capillare isolata e non può essere estratta dal terreno neanche a mezzo di sollevamento meccanico. L'acqua libera è costituita da quella capillare continua e da quella gravitazionale e può essere invece estratta dal terreno, sia a gravità che mediante sollevamento.

Per un ammasso di terreno di volume V_t, se V_s è il volume occupato dalla parte solida e V_v quello dei vuoti, si definisce porosità n il rapporto:

$$n = \frac{V_v}{Vt} = \frac{V_t - V_s}{V_t} \tag{3.5}$$

Per i materiali monogranulari la porosità n dipende solo dalla forma e dalla dispo-

sizione dei grani, mentre per i materiali a granulometria assortita dipende anche dalle dimensioni dei grani; se per esempio la granulometria è tale che i granuli più piccoli occupano i vuoti lasciati da quelli più grandi, la porosità diminuisce notevolmente.

Quando i vuoti del terreno sono occupati integralmente o parzialmente dall'acqua, detto V_a il volume complessivo dell'acqua, V_d quello dell'acqua di detenzione e V_l quello dell'acqua libera, si definisce coefficiente di saturazione il rapporto:

$$s = \frac{V_a}{V_v} \tag{3.6}$$

pari alla percentuale di riempimento dei vuoti. Si definisce capacità specifica di detenzione:

$$n_d = \frac{V_d}{V_t} \tag{3.7}$$

pari al rapporto tra il volume V_d occupato dall'acqua di detenzione e il volume totale V_t dell'ammasso di terreno. Si definisce poi porosità efficace n_e la differenza tra la porosità n e la capacità specifica di detenzione:

$$n_e = n - n_d = \frac{V_v - V_d}{V_t} \tag{3.8}$$

La porosità efficace n_e rappresenta l'aliquota di volume totale V_t che è disponibile per l'acqua libera e che è effettivamente occupata da tale acqua solo nel caso che il coefficiente di saturazione s sia pari a 1.

La porosità efficace, a differenza della porosità, dipende notevolmente dalle dimensioni dei grani, anche per i materiali monogranulari; nei materiali sciolti con grani molto fini (per esempio le argille) la porosità n è molto grande, ma i pori sono quasi esclusivamente occupati dall'acqua di detenzione, per cui la porosità efficace è estremamente piccola. In sostanza la porosità efficace è una frazione tanto più piccola della porosità del mezzo quanto più piccoli sono i meati e quindi quanto più i grani sono fini; nella figura 3.16 sono rappresentati gli andamenti della porosità n, della capacità specifica di detenzione n_d e della porosità efficace n_e in funzione delle dimensioni medie dei grani del terreno.

3.4.2 L'infiltrazione dell'acqua nel suolo

Si illustrano brevemente i fenomeni che regolano la presenza e il movimento dell'acqua nel sottosuolo.

Quando l'acqua di pioggia raggiunge il suolo, una parte di essa si infiltra; di questa, un'aliquota si arresta negli strati superiori ricostituendo l'acqua di detenzione che si era ridotta nei periodi di siccità per effetto dell'evapotraspirazione, un'aliquota dà origine a uno scorrimento ipodermico all'interno dello strato superficiale, che cessa dopo la pioggia, andando ad alimentare direttamente la rete idrografica e i canali superficiali o affiorando in alcuni punti, e la restante aliquota percola, andando ad alimentare la falda idrica sottostante. Nella figura 3.17 è rappresentato uno schema del fenomeno descritto.

L'intensità di infiltrazione f viene definita come il rapporto V/S tra il volume di pioggia V che si infiltra nell'unità di tempo attraverso una data superficie di

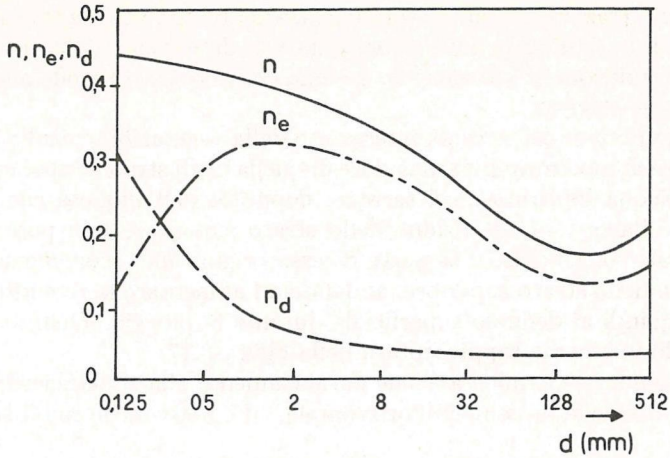


Fig. 3.16 Andamenti della porosità n, della capacità specifica di detenzione n_d e della porosità efficace n_e, in funzione delle dimensioni medie dei grani del terreno.

terreno e l'area S di tale superficie e ha perciò le dimensioni di una velocità. L'intensità di infiltrazione dipende da vari elementi, quali la permeabilità, la pendenza e il grado di imbibizione del terreno, l'entità e il tipo di copertura vegetale ecc. Man mano che l'acqua di infiltrazione satura il terreno, si riduce l'effetto della capillarità fino ad annularsi e l'infiltrazione diminuisce, fino a raggiungere il valore dovuto alla sola forza di gravità; se la permeabilità del terreno è molto bassa, l'infiltrazione ha praticamente termine quando è stata ricostituita l'acqua di detenzione.

La capacità di infiltrazione f_c in un dato istante di un terreno avente un certo grado di umidità viene definita come l'intensità di infiltrazione f che si avrebbe in quell'istante se l'intensità di pioggia fosse superiore alla capacità del terreno di ricevere l'acqua per infiltrazione. Perciò, quando l'intensità l di pioggia è in un dato istante inferiore alla capacità di infiltrazione f_c, l'acqua meteorica si infiltra tutta e risulta:

$$l = f < f_c \tag{3.9}$$

Quando invece l'intensità l di pioggia supera in un certo istante la capacità f_c di infiltrazione del terreno, si ha:

$$f = f_c \tag{3.10}$$

e l'eccesso di pioggia rispetto all'infiltrazione dà luogo a scorrimento superficiale.

Quando durante la pioggia risulta sempre $l > f_c$, la legge $f = f(t)$ con cui varia nel tempo l'intensità di infiltrazione è indipendente dall'intensità l di pioggia e coincide con la legge $f_c = f_c(t)$, per essere in questo caso in ogni istante $f = f_c$; secondo Horton tale legge è espressa dalla:

$$f = f_l + (f_0 - f_l)\, e^{-kt} \tag{3.11}$$

L'intensità di infiltrazione va quindi diminuendo nel tempo con legge esponenziale dal valore massimo f_0 iniziale a un valore limite f_l, dipendente dalla permeabilità del terreno in condizioni di saturazione; k è una costante che dipende ancora dalle caratteristiche del terreno.

Lo strato superiore del terreno, interessato dalla vegetazione, risulta più sciolto e ha in genere una permeabilità maggiore di quella degli strati sottostanti, perciò la quantità d'acqua infiltratasi nel terreno, depurata dell'aliquota che è servita per ricostituire l'acqua di detenzione dello strato superiore, non può infiltrarsi tutta negli strati sottostanti; una parte di essa origina uno scorrimento ipodermico all'interno dello strato superiore, andando ad alimentare la rete idrografica e contribuendo quindi al deflusso superficiale durante la pioggia. Quanto descritto avviene secondo lo schema rappresentato nella figura 3.17.

Lo scorrimento ipodermico avviene parallelamente alla superficie della falda, quindi ha una direzione prossima all'orizzontale, ed è noto anche con il termine di *interflusso*.

Al termine della pioggia e dello scorrimento ipodermico, nello strato superiore del terreno resta solo l'acqua di detenzione, che viene in parte consumata durante i periodi asciutti per effetto dell'evapotraspirazione e viene riacquistata durante le successive precipitazioni.

La quantità d'acqua che va ad alimentare la falda per effetto di una precipitazione risulta quindi pari all'eccesso dell'acqua di infiltrazione nel terreno rispetto alla somma di quella che è andata a ricostituire l'acqua di detenzione dello strato superficiale di terreno e di quella che ha dato luogo allo scorrimento ipodermico.

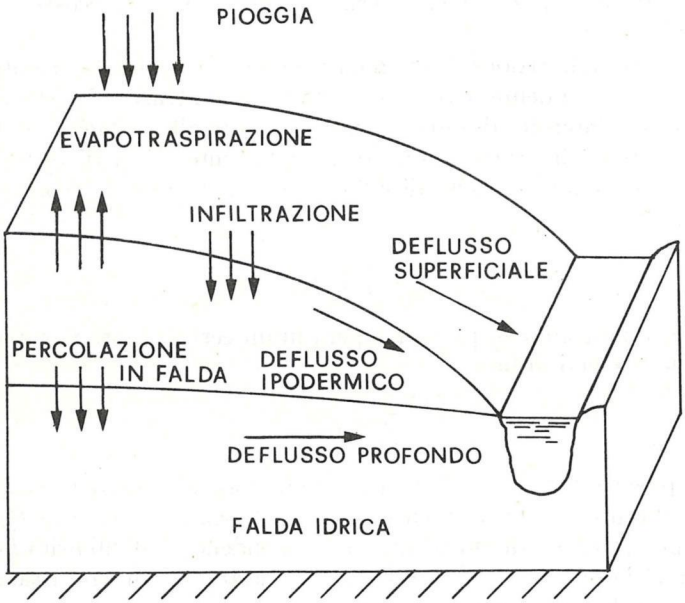


Fig. 3.17 Schema dei fenomeni che si verificano quando la pioggia raggiunge il suolo.

L'alimentazione delle falde è dovuta pressoché interamente alle infiltrazioni che si hanno durante i periodi piovosi, quando lo strato di terreno superficiale è già umido e contiene tutta o gran parte dell'acqua di detenzione; al contrario, l'acqua che si infiltra durante le precipitazioni che fanno seguito a lunghi periodi di siccità serve interamente o quasi per ricostituire l'acqua di detenzione dello strato superiore di terreno, consumata dalla precedente evapotraspirazione e non risulta perciò utile per la ricarica delle falde.

Nel terreno si possono distinguere più strati. Quello superiore è detto zona di evapotraspirazione, in quanto soggetto all'evapotraspirazione, per cui nei periodi asciutti perde una parte della sua acqua di detenzione. Sotto tale strato, il terreno, essendo lontano dall'atmosfera, è soggetto molto poco all'evapotraspirazione e perciò in esso risulta stabilmente presente pressoché tutta l'acqua di detenzione; questa parte del terreno, che viene denominata zona di detenzione (o a volte anche zona di transizione) è interessata solo in via transitoria dall'acqua che percolando passa dalla zona superiore verso gli strati più profondi.

Le zone di evapotraspirazione e di detenzione vengono anche denominate nel complesso *zona di aerazione*, essendo soggette alla pressione atmosferica.

Negli strati più profondi si trova la falda idrica con la sovrastante frangia capillare, che sono separate tra loro da una superficie, detta *superficie libera della falda*, in cui la pressione è pari a quella atmosferica; la zona di terreno in cui sono presenti la falda e la frangia capillare si trova in condizioni di saturazione e viene perciò detta *zona satura*.

Le falde sono quindi delle formazioni di terreno permeabile i cui meati sono completamente saturati da acqua gravitazionale, con pressione uguale o maggiore a quella atmosferica, distribuita con legge idrostatica; nella sovrastante frangia capillare l'acqua si trova in depressione.

Una *falda* si dice *libera* quando sulla superficie superiore la pressione è pari a quella atmosferica; una falda libera si dice *superficiale* o *freatica* se al di sopra di essa il terreno è tutto permeabile; si dice invece *profonda* quando essa si trova in uno strato di terreno permeabile al di sopra del quale si trovano uno o più strati impermeabili e la sua superficie superiore è alla pressione atmosferica.

Una falda è detta *artesiana* quando occupa completamente uno strato di terreno permeabile compreso tra due formazioni impermeabili ed è priva di superficie libera; nella falda artesiana l'acqua è in pressione, essendo la superficie piezometrica a quota più elevata rispetto alla superficie superiore dello strato permeabile in cui l'acqua è contenuta.

3.4.3 L'alimentazione e lo scarico delle falde

Come si è detto in precedenza, le falde sono alimentate principalmente in via diretta dalle precipitazioni meteoriche; per conoscere la consistenza di una falda occorre perciò determinare il suo bacino di alimentazione, che è costituito da quella superficie di terreno le cui acque meteoriche, infiltrandosi, vanno ad alimentare la falda. Tale bacino è detto bacino idrogeologico e non è sempre di immediata individuazione, in quanto esso a volte non coincide col bacino imbrifero superficiale e quindi, per poterlo determinare, occorre conoscere la stratigrafia del suolo.

Per bacini molto estesi, comunque, l'errore che si commette supponendo che il bacino di alimentazione delle falde coincida con quello superficiale risulta gene-

ralmente trascurabile.

Le falde vengono anche alimentate dai corsi d'acqua, quando i livelli di piena sono più elevati dei livelli di falda in adiacenza ai corsi d'acqua stessi; tale alimentazione è però generalmente trascurabile rispetto a quella dovuta direttamente alle precipitazioni meteoriche.

Nelle falde l'acqua risulta in continuo movimento, con velocità in ciascun punto diretta secondo la perpendicolare alla superficie isopiezometrica in quel punto, cioè secondo la direzione di $-grad(z + p/\gamma)$. Le *linee di intersezione* delle superfici isopiezometriche con un piano orizzontale sono dette *isopieziche* e, nel caso di una falda freatica, anche linee *isofreatiche*; la proiezione del vettore velocità in un piano orizzontale è diretta normalmente alle isopieziche.

In una falda non soggetta a prelievi da parte dell'uomo le portate di effiltrazione, dette anche *scarico della falda*, sono dirette verso il mare, verso i laghi, verso la rete idrografica, verso i canali o danno luogo ad affioramenti sorgentizi.

Durante i periodi piovosi le falde sono alimentate in misura superiore ai volumi idrici uscenti per effiltrazione e si verifica perciò in esse un immagazzinamento d'acqua che viene restituito al mare e ai corpi idrici superficiali durante i periodi di siccità; le falde hanno perciò un effetto moderatore dei deflussi dei corsi d'acqua, accumulando acqua nei periodi piovosi e restituendola al deflusso superficiale nei periodi secchi. In pratica il deflusso di base dei corsi d'acqua, che è quello che si ha quando sono cessati, dopo la pioggia, lo scorrimento superficiale e quello ipodermico, è dovuto all'effiltrazione delle falde (oltre che, in alcuni casi, allo scioglimento delle nevi e dei ghiacciai).

Si ammette generalmente che il contributo delle falde al deflusso superficiale durante i periodi in cui queste non sono alimentate segua una legge di esaurimento avente la stessa equazione (3.4) vista a proposito delle sorgenti; a volte, anzi, per scomporre le varie componenti del deflusso, si ammette che la stessa legge di esaurimento sia seguita dallo scorrimento superficiale e da quello ipodermico.

Durante le piene dei corsi d'acqua l'interazione tra falda e rete idrografica superficiale non è ben definita, variando essa da caso a caso e risulta perciò di determinazione molto difficile. Vengono in genere fatte al riguardo due diverse ipotesi:

- la prima ipotesi è che, dall'istante in cui ha inizio il ruscellamento superficiale fino a quello in cui si verifica il colmo di piena, lo scorrimento sotterraneo si annulli o divenga negativo, nel senso che è il corso d'acqua ad alimentare la falda; non appena ha inizio la fase di decrescenza della piena lo scorrimento sotterraneo incomincia ad aumentare fino a raggiungere un massimo, dopo di che diminuisce seguendo la legge (3.4) di esaurimento;
- la seconda ipotesi è che, poco dopo l'inizio della pioggia che alimenta la falda, il deflusso sotterraneo incominci a crescere fino a raggiungere un massimo, diminuendo successivamente secondo la solita legge esponenziale.

Entrambe le suddette ipotesi possono verificarsi, a seconda dei casi, nella realtà; più spesso, probabilmente, accade che durante la pioggia la falda è alimentata dai corsi d'acqua in alcuni punti, mentre in altri punti è la rete idrografica superficiale a essere alimentata dal deflusso della falda stessa.

In ogni caso la determinazione dello scorrimento sotterraneo durante una piena risulta pressoché impossibile e in genere può essere effettuata solo arbitrariamente.

L'unica cosa sicura è che il contributo al deflusso superficiale da parte delle falde durante le piene è del tutto trascurabile rispetto al ruscellamento superficiale e, per poterlo in qualche modo determinare, occorre prendere in esame l'idrogramma di piena (figura 3.18).

L'idrogramma ha inizio nell'istante t_0 in cui la portata inizia a crescere rapidamente; prima di tale istante, il deflusso era dovuto allo scarico della falda e stava quindi decrescendo con legge esponenziale. All'istante T si verifica il colmo di piena e inizia la fase discendente dell'onda. Dopo l'istante t_1 in cui ha termine il ruscellamento superficiale, il contributo al deflusso è dovuto solo allo scorrimento sotterraneo, che va smorzandosi con legge esponenziale fino a che non si verificano nuove precipitazioni; l'istante t_1 viene in genere individuato dal verificarsi di una marcata riduzione della pendenza dell'idrogramma di piena.

Un primo metodo estremamente semplice per scomporre lo scorrimento sotterraneo è quello di ammettere che esso vari linearmente da t_0 a t_1, seguendo l'andamento AB (figura 3.18).

Un secondo metodo consiste nel proseguire nell'intervallo $t_0 - T$ le legge di esaurimento del deflusso sotterraneo, che si aveva prima che iniziasse lo scorrimento superficiale, fino a raggiungere un minimo all'istante T (punto C) e nel ritenere che nell'intervallo $T - t_1$ lo scorrimento sotterraneo vada aumentando linearmente (tratto $C - B$).

Un terzo metodo consiste nell'estendere la curva di esaurimento dello scorrimento sotterraneo successiva all'istante t_1 in cui cessa il ruscellamento superficiale al periodo antecedente tale istante (tratto $D - B$) e nel tracciare quindi il ramo ascendente $A - D$ dello scorrimento sotterraneo.

La portata sotterranea di punta (ordinata del punto D) e l'andamento del tratto ascendente $A - D$ risultano un po' arbitrari e possono essere scelti in base

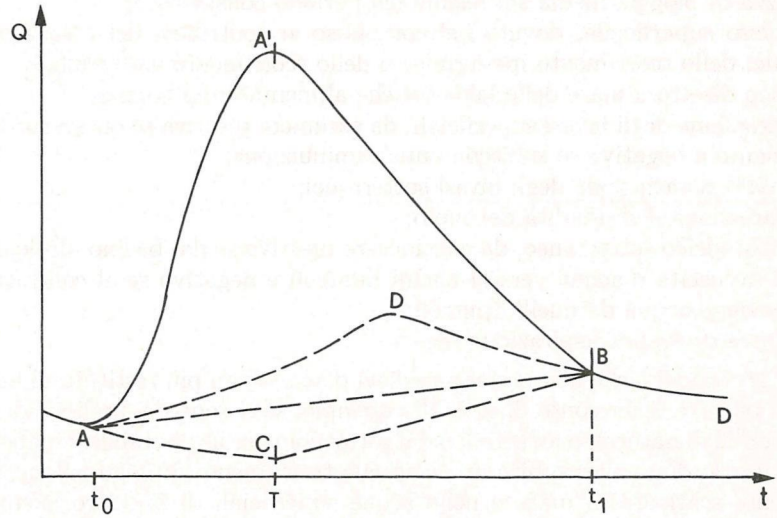


Fig. 3.18 Componenti dell'idrogramma di piena di un corso d'acqua.

alla conoscenza di idrogrammi di piena conseguenti a piogge che non hanno originato scorrimento superficiale; a volte si fa coincidere l'istante di punta dello scorrimento sotterraneo con l'istante T in cui si ha la massima portata al colmo.

Si è visto che l'idrogramma di piena prima dell'istante t_0 e dopo l'istante t_1 ha un andamento esponenziale, per cui, se si riporta l'idrogramma nel piano semilogaritmico $(t,\ ln\,Q)$ il tratto che precede l'istante t_0 e quello successivo all'istante t_1 risultano rettilinei ed è perciò più agevole individuare gli istanti iniziali e terminali dello scorrimento superficiale.

Se si rappresenta l'idrogramma nel piano semilogaritmico $(t,\ ln\,Q)$, dopo avere scorporato il contributo dello scorrimento sotterraneo, è possibile individuare, mediante lo stesso procedimento descritto sopra, anche lo scorrimento ipodermico, poiché pure questo, quando non è più alimentato, segue una legge di esaurimento esponenziale. Ma ai fini dell'utilizzazione delle falde idriche non ha alcuna rilevanza distinguere lo scorrimento ipodermico da quello superficiale, per cui tali scorrimenti vengono in genere conglobati.

3.4.4 Il bilancio idrologico

L'equazione del bilancio idrologico può essere scritta prendendo in esame i volumi idrici entranti e uscenti da un bacino imbrifero in un dato intervallo di tempo, che viene scelto generalmente pari a un anno. Volendo considerare i valori medi delle varie grandezze idrologiche del bacino, è opportuno effettuare il bilancio per un periodo di più anni o considerare le grandezze stesse nel cosiddetto anno medio.

Facendo riferimento ai volumi per unità di superficie, quindi alle altezze delle varie grandezze, l'equazione del bilancio può così essere scritta:

$$H = Q + F + \Delta V_S + \Delta V_F + \Delta V_U + S + E_V \tag{3.12}$$

dove:
H = altezza di pioggia media sul bacino nel periodo considerato;
Q = deflusso superficiale, dovuto nel complesso ai contributi del ruscellamento superficiale, dello scorrimento ipodermico e dello scorrimento sotterraneo;
F = scarico diretto a mare delle falde idriche alimentate dal bacino;
ΔV_S = variazione degli invasi superficiali, da assumere positiva se questi subiscono un incremento e negativa se subiscono una diminuizione;
ΔV_F = analoga variazione degli invasi sotterranei;
ΔV_U = variazione dell'umidità del suolo;
S = scambio idrico sotterraneo, da considerare positivo se dal bacino idrologico in esame c'è un'uscita d'acqua verso i bacini limitrofi e negativo se al contrario nel bacino perviene acqua da quelli limitrofi;
E_V = altezza di evapotraspirazione reale.

La (3.12) presuppone che non ci siano prelievi d'acqua non più restituiti al bacino, altrimenti occorre tener conto di essi. Per esempio, se ci sono dei prelievi idrici da invasi superficiali naturali o artificiali o dal sottosuolo per uso potabile o industriale e l'acqua usata, dopo aver subito un eventuale trattamento di depurazione, viene direttamente scaricata in mare o nelle acque superficiali di un altro bacino, va aggiunto nel 2° membro della (3.12) un termine rappresentativo di tali prelievi. Non bisogna invece tener conto dei quantitativi d'acqua prelevati per uso irriguo e

di quelli per uso potabile o industriale che, una volta utilizzati, vengono scaricati nei corpi idrici superficiali appartenenti al bacino in studio (o nel sottosuolo, dove ciò è consentito).

Se il bilancio idrologico è esteso a un periodo di molti anni o è fatto con riferimento all'anno idrologico medio, gli invasi superficiali, quelli sotterranei e l'umidità del suolo assumono valori molto prossimi fra loro all'inizio e alla fine del ciclo, per cui i termini ΔV_S, ΔV_F e ΔV_U possono ritenersi pressoché trascurabili; inoltre, il termine S, che è rigorosamente nullo se il bacino idrogeologico coincide con quello superficiale, risulta in genere molto piccolo, così pure lo scarico diretto F delle acque sotterranee in mare, per cui la (3.12) si semplifica nella:

$$H = Q + E_V \tag{3.13}$$

la quale esprime il fatto che il deflusso superficiale Q è pari all'afflusso meteorico H depurato delle perdite E_V per evapotraspirazione.

3.4.5 La ricarica delle falde idriche

La (3.13) è stata ottenuta nell'ipotesi che l'immagazzinamento ΔV_F nel sottosuolo sia nullo; ciò significa che la quantità d'acqua di infiltrazione che va ad alimentare le falde, viene, al termine del ciclo idrologico, tutta restituita al deflusso superficiale per scorrimento sotterraneo, comprendendo in questo anche gli affioramenti sorgentizi.

Per poter quindi valutare la ricarica delle falde, occorre stimare i quantitativi d'acqua d'infiltrazione nel sottosuolo e togliere da questi quelli persi per evapotraspirazione e quelli che danno luogo a scorrimento ipodermico, ma ciò risulta molto difficile, in quanto solo l'evapotraspirazione può essere determinata con una discreta approssimazione.

Un altro metodo che può essere adoperato per la stima della ricarica naturale delle falde si basa proprio sul fatto che, per una falda in equilibrio, tale ricarica risulta uguale allo scarico della falda stessa, ossia al contributo dello scorrimento sotterraneo al deflusso superficiale. Si tratta allora di separare dal deflusso superficiale la componente che rappresenta lo scorrimento sotterraneo con uno dei metodi visti in precedenza. In questo caso è però preferibile far riferimento non ai singoli idrogrammi di piena, ma al diagramma cronologico delle portate medie giornaliere registrate in una data sezione del corso d'acqua.[1]

Poiché lo scorrimento sotterraneo, in assenza di alimentazione della falda, si smorza con legge esponenziale secondo la (3.4), è opportuno riportare il diagramma cronologico delle portate nel piano semilogaritmico (t, $ln\,Q$), in modo che la componente di deflusso dovuta allo scorrimento sotterraneo sia caratterizzata nel diagramma da tratti rettilinei di pendenza pari a $-\alpha$, di individuazione assai semplice.

Nella figura 3.19 è rappresentato un esempio del procedimento esposto per individuare il deflusso di base di un corso d'acqua dovuto allo scarico delle falde.

---

[1] Quando tale sezione, come spesso accade, non è quella terminale, occorre avere presente che una parte del volume idrico di ricarica delle falde può da queste essere restituito in superficie nel bacino a valle di quello sotteso dalla sezione stessa.

Nell'esempio si sono fatte due ipotesi: la prima è che il deflusso base sia rappresentato da una serie di tratti aventi una pendenza $-\alpha$, pari a quella che presenta il diagramma cronologico in corrispondenza delle portate minime, con variazioni brusche del deflusso base negli istanti in cui si verificano le portate massime (linea a tratto intero); la seconda ipotesi è che il deflusso base vari linearmente tra l'istante in cui la portata inizia a salire bruscamente per effetto di un deflusso superficiale e quello in cui il diagramma cronologico presenta di nuovo una pendenza $-\alpha$, perché è presente nuovamente solo deflusso sotterraneo (linea tratteggiata del diagramma). Si può osservare che i valori minimi e quelli massimi relativi da non prendere in considerazione sono facilmente individuabili.

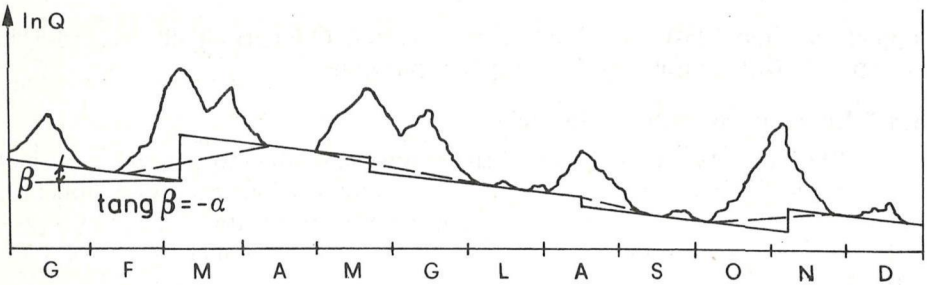


Fig. 3.19 Procedimento per individuare il deflusso di base di un corso d'acqua.

3.4.6 I prelievi d'acqua dalle falde

Si è già detto che per una falda indisturbata e mediamente in equilibrio la ricarica viene completamente restituita sotto forma di scorrimento superficiale; se dalla falda si effettuano artificiosamente dei prelievi, per esempio mediante pozzi, si instaura un deflusso dalla falda verso i pozzi e si riduce lo scarico naturale della falda stessa.

Se quindi i prelievi d'acqua superano la ricarica naturale della falda, si verifica certamente una riduzione del volume idrico immagazzinato nell'acquifero e il livello della falda si abbassa (nel caso di falda artesiana si abbassano le quote piezometriche); ma tale situazione non può protrarsi a lungo, in quanto l'immagazzinamento ad un certo punto si esaurisce e i prelievi non potranno più superare la ricarica naturale della falda.

In effetti non risulta né possibile né conveniente prelevare dall'acquifero un volume idrico uguale alla ricarica. Infatti, per poter far ciò senza ridurre l'immagazzinamento dell'acquifero, occorrerebbe riuscire ad annullare completamente lo scarico della falda in superficie, che prima dei prelievi era pari alla ricarica e questo risulta praticamente impossibile.

La cosa non sarebbe neanche conveniente, in quanto verrebbe annullato il deflusso di base nel corso d'acqua alimentato dall'acquifero e ciò è da evitare per svariati motivi, primi fra tutti quelli di natura igienica e ambientale; inoltre, l'eccessivo prelievo porta spesso a un peggioramento della qualità dell'acqua estratta, per esempio per l'ingresso dell'acqua salmastra all'interno della falda.

La portata estraibile da un acquifero, detta anche *portata sicura*, viene intesa come il ritmo di estrazione perenne praticabile senza depauperare la riserva idrica dell'acquifero, né provocare una riduzione inaccettabile del deflusso superficiale in periodo di magra e senza pregiudicare la qualità dell'acqua estratta.

La definizione di *portata sicura* sopra riportata deve essere meglio precisata, nel senso che occorre indicare se per tale portata deve essere intesa quella estraibile nell'anno idrologico medio, in un anno di particolare siccità o durante un periodo di siccità più prolungato. In genere non si fa mai riferimento all'anno idrologico medio, in quanto verrebbero troppo spesso provocati i danni citati in precedenza. Per quanto riguarda l'anno di particolare siccità occorre precisare l'intervallo di tempo cui si fa riferimento, indicando, per esempio, se ci si riferisce alla minima piovosità annua in 10-20-50 anni ecc.

Generalmente è però più restrittiva la condizione di far riferimento a un periodo prolungato di siccità o di scarsa piovosità durante il quale la falda raggiunge i minimi livelli; in questo caso la portata sicura è quella che può essere estratta durante il periodo in cui la falda raggiunge i livelli più bassi.

La portata sicura stimata preliminarmente risulta in genere diversa da quella che si riscontra nel corso delle estrazioni; all'atto pratico, quindi, il ritmo delle estrazioni nei periodi di siccità che non dà luogo agli inconvenienti descritti determina automaticamente la portata sicura. Naturalmente negli anni in cui la piovosità è maggiore e i livelli della falda sono più alti è possibile estrarre dall'acquifero quantitativi d'acqua superiori.

Poiché, come si è visto, i prelievi idrici dalla falda sono resi possibili dalla riduzione degli scarichi in superficie della falda stessa, per poter effettuare le massime estrazioni è necessario stabilire i punti più idonei dei prelievi, che sono quelli che riducono lo scorrimento sotterraneo della falda verso la superficie al valore minimo necessario per mantenere nei corpi idrici superficiali portate di magra non inferiori ai limiti prefissati. Quando si eseguono delle ricariche artificiali dell'acquifero, i prelievi possibili risultano ovviamente maggiori.

3.4.7 Brevi richiami sui moti di filtrazione

Nel movimento di un liquido in un mezzo permeabile, detta Q la portata che filtra attraverso una data superficie normale alla direzione del moto, viene detta velocità V di filtrazione il rapporto tra tale portata e l'area A della superficie suddetta, intesa nel suo complesso, cioè costituita sia dai meati, attraverso cui si ha effettivamente il movimento, che dai granelli solidi. Si tratta perciò di una velocità fittizia, per la quale vale la ben nota legge di Darcy:

$$V = f\,J \tag{3.14}$$

dove J rappresenta la pendenza della linea piezometrica del moto e f è un coefficiente, detto coefficiente di filtrazione o conduttività idraulica o anche permeabilità idraulica del mezzo filtrante.

La velocità effettiva del liquido è maggiore della velocità di filtrazione V, alla quale è legata attraverso la porosità n del mezzo filtrante, che, come si è visto in precedenza, è pari al rapporto tra il volume dei vuoti e il volume complessivo (vuoti + pieni) di una determinata porzione del mezzo stesso (formula 3.5).

La (3.14) esprime una dipendenza lineare tra la velocità e la pendenza piezometrica ed è quindi valida per moto di filtrazione in regime laminare, condizione generalmente sempre soddisfatta, a meno che i mezzi filtranti non contengano dei meati di grosse dimensioni. Poiché per il regime laminare è valida la nota formula di Poiseuille, si deduce che il coefficiente di filtrazione f che compare nella (3.14) dipende non solo dalle caratteristiche del mezzo filtrante (dimensioni dei granuli, porosità, compattamento ecc.), ma anche dalle caratteristiche del liquido (cioè dal peso specifico γ e dal coefficiente μ di viscosità dinamica, che dipende dalla temperatura). Risulta quindi in generale:

$$f = K \frac{\gamma}{\mu} D^2 \tag{3.15}$$

in cui D è una dimensione lineare caratteristica del mezzo filtrante (per esempio, il diametro medio dei granuli) e K una costante adimensionale sempre del mezzo filtrante (alcuni autori danno a K il nome di coefficiente di permeabilità del mezzo, mentre altri danno lo stesso nome alla grandezza $K\,D^2$).

Per le falde naturali, il liquido è sempre lo stesso e la sua temperatura varia molto poco, per cui si può ritenere che il coefficiente di filtrazione f dipenda solo dal mezzo. Nella tabella 3.1 sono riportati, a titolo indicativo, i valori del coefficiente f secondo Slichter e altri Autori per vari tipi di terreni e per acqua alla temperatura di $10\,°C$ e i valori della velocità V effettiva dell'acqua, per una pendenza piezometrica $J = 1$, dedotti nell'ipotesi che la porosità del terreno sia $n = 0,32$.

Tab. 3.1 Valori indicativi del coefficiente f di filtrazione per alcuni tipi di terreno in funzione del diametro medio della curva granulometrica.

Terreno	D_m(mm)	f(cm/s)	V(cm/s)
Argilla	$<0,003$	$<10^{-6}$	$<3,2\cdot10^{-6}$
Limo-fango	$0,004-0,006$	$10^{-5}-5\cdot10^{-4}$	$3,2\cdot10^{-5}-1,6\cdot10^{-3}$
Sabbia limosa	$0,02-0,2$	$10^{-4}-10^{-3}$	$3,2\cdot10^{-4}-3,2\cdot10^{-3}$
Sabbia fine	$0,06-0,2$	$10^{-3}-2\cdot10^{-2}$	$3,2\cdot10^{-3}-6,4\cdot10^{-2}$
Sabbia media	$0,2-0,6$	$5\cdot10^{-3}-10^{-2}$	$1,6\cdot10^{-2}-3,2\cdot10^{-2}$
Sabbia grossa	$0,6-2$	$5\cdot10^{-2}-1$	$0,16-3,2$
Ghiaietto	$2-5$	$1-5$	$3,2-15$

Nelle situazioni reali i valori di f potranno differire anche sensibilmente da quelli della tabella 3.1, per cui è sempre preferibile dedurli per via sperimentale; infatti, come si è accennato nel paragrafo 3.4, il coefficiente f, a parità di diametro medio D_m della curva granulometrica, diminuisce all'aumentare dell'assortimento dei grani. Se si definisce come coefficiente di uniformità dei grani la grandezza $M = D_{60}/D_{10}$, pari al rapporto tra i diametri corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% in peso della curva granulometrica, il coefficiente f, a parità di D_{10}, diminuisce all'aumentare di M.

Dalla (3.14) si ricavano tutte le formule relative all'attingimento da falde

freatiche o artesiane mediante pozzi, gallerie filtranti ecc., procedendo con schematizzazioni molto semplici delle situazioni reali, che sono in genere assai più complesse.

a) *Gallerie filtranti*

Per una trincea o galleria filtrante alimentata da un solo lato da una falda freatica con carico costante, e poggiante su un fondo impermeabile orizzontale, in condizioni di moto permanente (cioè a regime), con riferimento alla figura 3.20, la portata q, emunta per unità di lunghezza della galleria stessa, in base alla (3.14) risulta:

$$q = f\,h\,\frac{dh}{dx} \tag{3.15}$$

Separando le variabili e integrando quindi la (3.15) tra la parete della galleria ($x = 0$) e la sezione a distanza x generica si ha:

$$h^2 - h_0^2 = 2\,\frac{q}{f}\,x \tag{3.16}$$

Dalla (3.16) si deduce che la linea piezometrica ha un andamento parabolico; integrando tra $x = 0$ e $x = L$, si ricava per la portata q:

$$q = \frac{f}{2\,L}\,(H^2 - h_0^2) = \frac{f}{2\,L}\,(H - h_0)(H + h_0) = \frac{f}{2\,L}\,\delta\,(2\,H - \delta) \tag{3.17}$$

Dalla (3.17) si vede che la portata aumenta con l'abbassamento dinamico (o depressione) $\delta = H - h_0$, con una legge meno rapida di quella lineare.

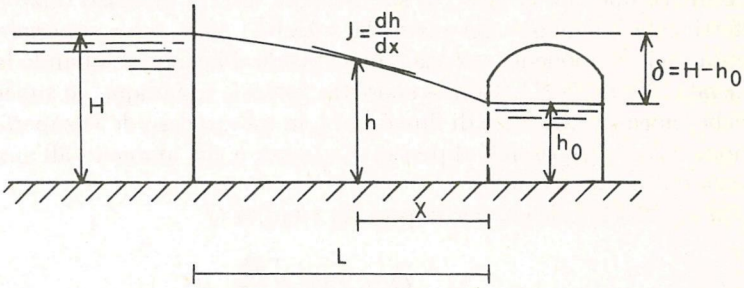


Fig. 3.20 Schema di galleria filtrante.

b) *Pozzo scavato in una falda freatica*

Si abbia una falda freatica il cui livello, in condizioni statiche, sia pari a H rispetto al piano impermeabile su cui poggia la falda, piano che è supposto orizzontale. Si realizzi un pozzo a sezione circolare di raggio r_0 scavato fino al piano impermeabile e, mediante una pompa, si estragga una portata Q; dopo breve tempo si raggiunge una situazione di regime e si stabilisce nel pozzo un livello dinamico $\bar{h}$ (figura 3.21).

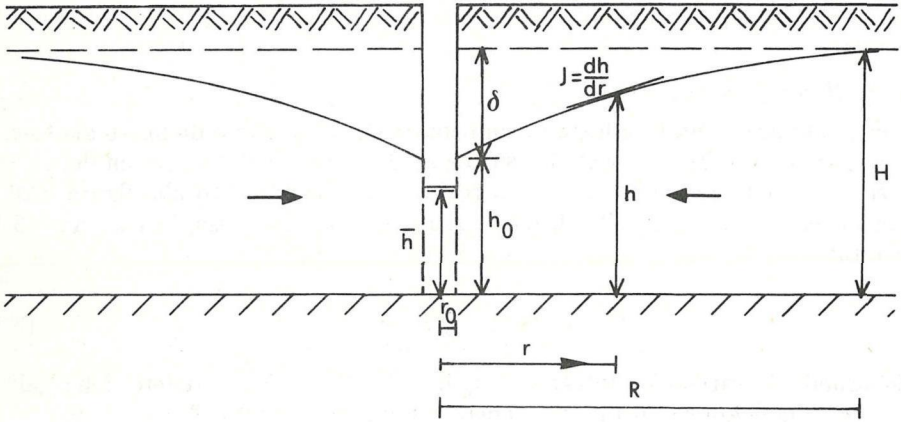


Fig. 3.21 Pozzo in falda freatica.

All'esterno del pozzo il livello h_0 della falda è più elevato per effetto della perdita di carico localizzata che si ha nel passaggio della portata all'interno del pozzo attraverso il filtro; attraverso la superficie laterale del pozzo compresa tra i livelli h_0 e $\bar{h}$ non c'è un ingresso d'acqua, ma si nota solo una trapelazione liquida che scorre verso il basso. Il livello h_0 rappresenta la quota della superficie della falda a contatto con la parete del pozzo e al di sopra di esso c'è la presenza della frangia capillare.

Nell'ipotesi di simmetria rispetto all'asse del pozzo, la superficie piezometrica assume la forma di un conoide di rotazione intorno a tale asse, asintotico rispetto al piano orizzontale statico della falda. Il problema può essere risolto agevolmente solo ammettendo che la velocità sia ovunque diretta in senso orizzontale, mentre in effetti nelle vicinanze del pozzo la velocità, nella zona superiore della falda, presenta una componente verticale non trascurabile, specie quando la depressione δ è elevata (figura 3.21). Con la suddetta ipotesi, comunque, le superfici isopiezometriche, normali alle linee di flusso, sono in questo caso delle superfici cilindriche a sezione circolare coassiali al pozzo, di altezza h che aumenta all'aumentare della distanza dal pozzo stesso.

Dalla (3.14) si ricava per la portata emunta Q:

$$Q = f\, 2\pi r\, h \frac{dh}{dr} \tag{3.18}$$

Separando le variabili e integrando tra la parete del pozzo ($r = r_0$) e la superficie cilindrica generica di raggio r si ha:

$$\frac{Q}{\pi f}\, ln\frac{r}{r_0} = h^2 - h_0^2 \tag{3.19}$$

che rappresenta l'equazione della superficie freatica. Ricavato il livello freatico h a una distanza r qualsiasi dall'asse del pozzo mediante lettura del livello liquido in un pozzo spia, la portata Q è data dalla:

$$Q = \pi\, f\, \frac{h^2 - h_0^2}{ln\frac{r}{r_0}} \tag{3.20}$$

Se si integra la (3.18) tra r_0 e una distanza R sufficientemente grande, dove il livello dinamico h della falda durante l'emungimento del pozzo si discosta di pochissimo da quello statico H (figura 3.21), risulta:

$$Q = \pi\, f\, \frac{H^2 - h_0^2}{ln\frac{R}{r_0}} = \pi\, f\, \frac{(2\,H - \delta)\,\delta}{ln\frac{R}{r_0}} \tag{3.21}$$

La distanza R è detta raggio di influenza del pozzo. Dalla (3.21) si vede che anche in questo caso la portata Q aumenta con la depressione δ creata nel pozzo con una legge meno rapida di quella lineare. Si osserva, inoltre, che la portata Q aumenta molto poco all'aumentare del raggio r_0 del pozzo, per cui non è conveniente realizzare dei pozzi di diametro maggiore rispetto a quelli minimi necessari per esigenze tecniche; per attingere portate maggiori, è preferibile aumentare il numero dei pozzi.

Da indagini sperimentali si è constatato che per effetto della componente verticale della velocità nella zona superiore della falda in vicinanza del pozzo, la portata è un po' maggiore di quella che fornisce la (3.21) e precisamente risulta ancora applicabile la (3.21), purché si introduca al posto di h_0 l'altezza liquida $\bar{h}$ nel pozzo (quindi la depressione risulta $\delta = H - \bar{h}$).

c) *Pozzo scavato in una falda artesiana*

Si abbia una falda idrica in uno strato di terreno permeabile di spessore s costante, racchiuso fra due formazioni impermeabili; le superfici di separazione della formazione permeabile da quelle impermeabili siano entrambe orizzontali. Il livello piezometrico della falda artesiana, in condizioni statiche, raggiunga una quota H costante rispetto al piano impermeabile inferiore (figura 3.22) e si realizzi un pozzo a sezione circolare di raggio r_0, che attraversi tutta la falda idrica, raggiungendo il suddetto piano.

Se mediante una pompa si attinge dal pozzo una portata Q, dopo breve tempo si raggiunge una situazione di regime e si stabilisce nel pozzo un livello dinamico $\bar{h}$, mentre a contatto della parete del pozzo la quota piezometrica è $h_0 > \bar{h}$, per il motivo visto in precedenza per i pozzi che attingono da falde freatiche. La superficie piezometrica, nell'ipotesi di simmetria rispetto all'asse del pozzo, assume la forma di un conoide di rotazione intorno a tale asse, asintotico al piano orizzontale del livello statico della falda.

Le superfici isopiezometriche sono cilindriche a sezione circolare, coassiali al pozzo e di altezza s, ovviamente costante. Dalla (3.14) si ricava, quindi, per la portata Q:

$$Q = f\, 2\pi r\, s\, \frac{dh}{dr} \tag{3.22}$$

Separando le variabili e integrando tra la parete del pozzo ($r = r_0$) e la superficie cilindrica generica di raggio r si ottiene:

$$\frac{Q}{2\pi f s} ln\frac{r}{r_0} = h - h_0 \tag{3.23}$$

che rappresenta l'equazione della superficie piezometrica. Anche in questo caso, se si conosce il livello piezometrico h a una distanza r qualsiasi dall'asse del pozzo mediante lettura di un pozzo spia, la portata Q è data dalla:

$$Q = 2\pi f s \frac{h - h_0}{ln\frac{r}{r_0}} \tag{3.24}$$

Integrando la (3.22) tra r_0 e una distanza R abbastanza grande, dove il livello dinamico h della falda si discosta poco da quello statico H (figura 3.22), risulta:

$$Q = 2\pi f s \frac{\delta}{ln\frac{R}{r_0}} \tag{3.25}$$

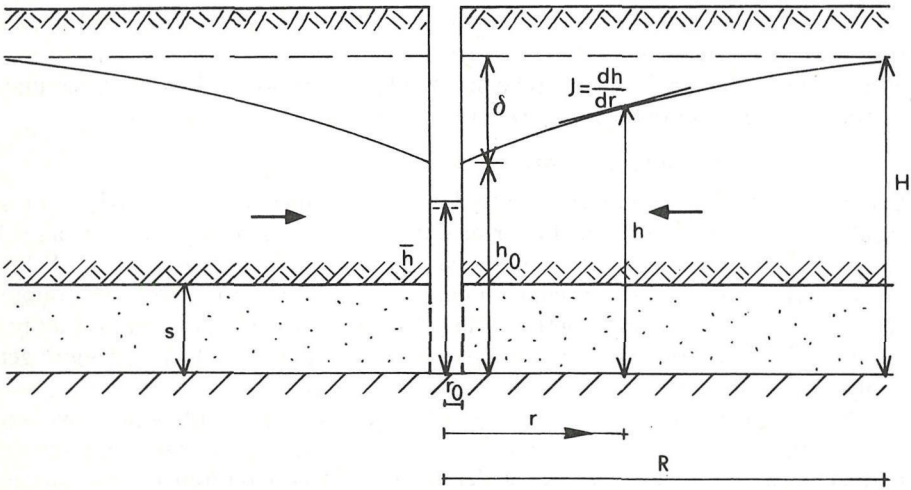


Fig. 3.22 Pozzo in falda artesiana.

Dalla (3.25) si deduce che, per una falda artesiana, la portata Q aumenta con la depressione $\delta = H - h_0$ con legge lineare; ciò ha consentito a Puppini di dimostrare, per un sistema di pozzi artesiani, un'importante proprietà, denominata *principio di reciprocità* dallo stesso Puppini e per la quale si rimanda ai trattati specifici sull'argomento.

È inoltre interessante osservare che, per la (3.25), anche per le falde artesiane la portata Q aumenta molto poco all'aumentare del raggio r_0 del pozzo.

Altre grandezze molto importanti che servono a caratterizzare un acquifero sono la trasmissività T e il coefficiente di immagazzinamento I.

La trasmissività T rappresenta la portata che defluisce attraverso una sezione di un acquifero di larghezza unitaria, con un gradiente idraulico unitario e, per la (3.14), è legata al coefficiente di filtrazione f dalla:

$$T = f\,s \tag{3.26}$$

dove s è lo spessore dell'acquifero.

Il coefficiente di immagazzinamento I è definito come il volume d'acqua estraibile da un prisma di base unitaria di una falda idrica, per effetto di un abbassamento unitario della superficie piezometrica. In una falda idrica libera un abbassamento unitario della superficie piezometrica su un'area unitaria dà luogo a una diminuzione del contenuto idrico della falda stessa pari alla porosità efficace n_e, per cui, trascurando la compressibilità dell'acqua, il coefficiente di immagazzinamento I risulta uguale alla porosità efficace n_e del terreno.

Nelle falde in pressione, invece, all'abbassamento della piezometrica non corrisponde una variazione di volume idrico della falda e la quantità d'acqua che può essere estratta è dovuta all'aumento del volume iniziale per effetto della diminuzione di pressione.

Il volume d'acqua contenuto nella falda, per unità di superficie, è pari alla porosità n moltiplicata per lo spessore della falda, per cui detto E il modulo di comprimibilità cubica dell'acqua, l'aumento ΔV di tale volume, dovuto a una diminuzione Δp di pressione risulta:

$$\Delta V = \frac{\Delta p}{E}\,n\,s \tag{3.27}$$

La diminuzione Δp di pressione causata dall'abbassamento unitario della quota piezometrica è $\Delta p = \gamma$, per cui si ha:

$$\Delta V = \frac{\gamma}{E}\,n\,s \tag{3.28}$$

Tale aumento di volume è proprio quello che può essere estratto da un prisma della falda di base unitaria e risulta perciò uguale al coefficiente di immagazzinamento I, per cui si ha:

$$I = \frac{\gamma}{E}\,n\,s \tag{3.28'}$$

Poiché il rapporto γ/E è dell'ordine di $(0,48 - 0,5)\,10^{-5}\,m$, il coefficiente d'immagazzinamento delle falde in pressione risulta molto minore rispetto a quello delle falde libere, anche per elevati spessori s dello strato. Tenendo conto della comprimibilità del terreno, oltre a quella dell'acqua, il coefficiente di immagazzinamento delle falde artesiane risulta più elevato rispetto al valore che fornisce la (3.28).

3.4.8 Studi e indagini per l'utilizzazione delle falde

L'utilizzazione delle acque di falda deve sempre essere preceduta da studi idrogeologici approfonditi sulla falda che si intende sfruttare, per avere informazioni di carattere sia igienico che idraulico.

Le conoscenze di natura igienica riguardano l'alimentazione della falda, le possibili fonti di inquinamento, le connessioni della falda stessa con le altre falde e con le acque superficiali; quelle di natura idraulica riguardano, in sintesi, le quantità d'acqua che è possibile attingere senza depauperare la falda, la tipologia e le caratteristiche più idonee delle opere di captazione.

Lo sfruttamento di una falda idrica sotterranea deve essere studiato in modo che i pozzi risultino efficienti per un lungo periodo e che le pompe funzionino in condizioni molto prossime a quelle di massimo rendimento per il maggior tempo possibile, in modo da ridurre i costi del sollevamento dell'acqua.

Gli studi, che richiedono specifiche conoscenze di carattere geologico e idrogeologico, presuppongono, nella loro fase terminale, una serie di indagini sul posto, consistenti nella realizzazione di pozzi di prova e di una serie di perforazioni intorno a essi, per rilevare i livelli statici della falda e quelli dinamici conseguenti al prelievo di determinate portate, in modo da dedurre i raggi di influenza dei pozzi stessi, le curve caratteristiche portata-depressione, le curve di ritorno ecc.

Le prove e le misure andranno ripetute in vari periodi, in modo da stabilire la portata emungibile, la distanza tra i pozzi e l'ubicazione degli stessi. Prima però di effettuare tali ricerche sul posto, è consigliabile programmare accuratamente tutte le indagini e procedere per gradi nella predisposizione di un piano di utilizzazione di un acquifero, iniziando dalle ricerche più semplici e meno costose, dai cui risultati deve scaturire la scelta della fase successiva di indagini che è più onerosa, per poi passare alla fase operativa vera e propria.

Le indagini preliminari hanno lo scopo di individuare le aree che sembrano più idonee per lo sfruttamento e possono avere inizio con la consultazione delle carte geologiche esistenti e con la raccolta di tutti i dati relativi all'area indagata, con il fine di determinare:

– l'ubicazione, l'estensione e lo spessore degli acquiferi potenzialmente utilizzabili;
– la distanza di tali acquiferi dai luoghi di distribuzione della risorsa idrica;
– la profondità dell'acqua nelle località di possibile realizzazione dei pozzi, profondità alla quale è strettamente legato il costo del pompaggio;
– la trasmissività e l'immagazzinamento degli acquiferi, grandezze da cui dipendono i volumi idrici estraibili;
– la valutazione di larga massima della portata che possono fornire i pozzi e della variazione della stessa nel tempo, sulla base dei dati idrologici relativi al bacino che alimenta la falda.

In base all'esame comparativo degli elementi elencati, si può stabilire quali sono gli acquiferi che è più conveniente sfruttare.

Le successive indagini di campagna hanno il fine di studiare la situazione idrogeologica degli acquiferi in precedenza selezionati, di valutare la portata e accertare la qualità dell'acqua estraibile dai pozzi, e, in generale, di confermare i risultati delle indagini preliminari. Poiché le indagini sul terreno sono sempre abbastanza costose, è opportuno procedere in questa fase per tappe successive, iniziando a realizzare un pozzo di prova di piccolo diametro e, in base ai risultati ottenuti, decidere le successive ricerche da effettuare.

Le prove prolungate di pompaggio, con numerosi pozzi di osservazione, sono molto onerose e rappresentano perciò in genere l'ultima fase delle ricerche di

campagna, alla quale si dovrebbe giungere quando ormai si è pressoché sicuri dell'idoneità della falda a essere sfruttata.

Le informazioni sulla qualità dell'acqua delle falde si acquisiscono prelevando e analizzando un certo numero di campioni dai pozzi di prova; si fa osservare che tale qualità dipende anche dall'entità del pompaggio (per esempio, deprimendo eccessivamente una falda con un prelievo elevato, l'acqua emunta da un pozzo può divenire troppo salata, mentre risulta di buona qualità estraendo dal pozzo portate minori).

Per poter sfruttare un acquifero il DPR n. 236 del 24.05.1988 prevede delle zone di protezione nei bacini imbriferi e in quelli di ricarica delle falde, oltre alle zone di tutela assoluta e di rispetto nelle vicinanze dei pozzi, zone sottoposte alle stesse limitazioni già viste per le aree vicine alle opere di presa delle sorgenti; nelle zone di protezione possono essere adottate delle misure relative alla destinazione del suolo e limitazioni per gli insediamenti civili, produttivi, turistici e agroforestali, allo scopo di prevenire gli inquinamenti della falda idrica.

Uno degli scopi delle indagini del sottosuolo è quello di determinare le caratteristiche geologiche degli strati alle varie profondità, effettuando delle perforazioni mediante varie tecniche e prelevando dei campioni di terreno.

Le prospezioni geofisiche consistono nel determinare le sequenze geologiche dei vari strati di terreno mediante la misura di alcune grandezze fisiche, quali per esempio la velocità delle onde sismiche generate da una detonazione esplosiva nel terreno, la resistività, l'intensità di magnetizzazione dei terreni e quindi le variazioni locali del campo magnetico terrestre, la conduttività degli strati, che viene misurata per mezzo di corrente alternata indotta, le differenze di potenziale elettrico esistenti tra strati permeabili e strati meno permeabili, la velocità delle onde acustiche acc.

È da osservare che le misure geofisiche, oltre agli errori degli strumenti, sono influenzate da variazioni locali delle caratteristiche del terreno, per cui esse devono essere ravvicinate per poterle correlare tra loro e poterle interpretare. In genere, un'interpretazione abbastanza attendibile dei dati geofisici è possibile solo dove la struttura del sottosuolo è semplice; le misure geofisiche risultano tuttavia molto utili per una programmazione efficiente ed economica dei sondaggi di prova, nel senso che esse possono essere utilizzate per ridurre al minimo il numero delle perforazioni e per stabilirne a priori la profondità.

Fra la cartografia utilizzata per la ricerca degli acquiferi sono importanti non solo le carte geologiche con sezioni trasversali e indicazione delle faglie, ma anche le carte con l'indicazione della distribuzione superficiale dei depositi alluvionali e dei loro spessori, dalla cui presenza dipende notevolmente la ricarica della falda. Infatti, in zone con elevati spessori dei depositi alluvionali permeabili è molto probabile che esistano delle consistenti risorse idriche sotterranee.

Molto utili per preparare un piano di estrazione sono le mappe dove viene indicato lo spessore di un acquifero e l'andamento della superficie libera della falda nel caso di falde freatiche o della superficie piezometrica nel caso di falde artesiane; per approntare tali carte occorre tracciare le linee isofreatiche o quelle isopieziche e ciò può essere fatto solo se sono presenti numerosi pozzi di osservazione, realizzati o per lo studio dell'acquifero (pozzi spia) o per lo sfruttamento dello stesso.

Queste carte possono essere costruite con riferimento a varie situazioni: si

possono rappresentare, per esempio, i massimi, i minimi e i medi livelli piezometrici relativi a un dato anno o a un periodo di osservazione più lungo quando non viene effettuato alcun prelievo, per cui i suddetti livelli sono quelli indisturbati; in tal modo si ha un'idea immediata dell'influenza della piovosità sui livelli e sulla ricarica della falda e sulla direzione secondo cui si muove l'acqua, che, come si è visto, è quella perpendicolare alle superfici isopieziche.

Altre volte vengono invece rappresentate le isofreatiche o le isopieziche quando sono in esercizio uno o più pozzi, in modo da poter studiare come la falda risulta influenzata dai prelievi di determinate portate. In questo caso si possono determinare sperimentalmente i raggi di influenza dei vari pozzi confrontando gli andamenti delle isofreatiche o delle isopieziche che si hanno in assenza e in presenza di prelievi; si può inoltre calcolare, mediante le formule relative ai pozzi viste in precedenza, non solo il valore medio del coefficiente di filtrazione del terreno intorno a un pozzo da cui viene estratta una data portata, ma anche le direzioni preferenziali del moto di filtrazione, cosa che risulta spesso molto utile.

Se per esempio durante l'emungimanto da un pozzo le isopieziche non sono delle circonferenze concentriche al pozzo ma hanno l'andamento rappresentato in figura 3.23, si deduce che la direzione preferenziale di filtrazione è la $A-B$, mentre quella secondo cui il movimento trova maggiori ostacoli è la $C-D$; infatti secondo la direzione $A-B$ si ha la minima pendenza piezometrica e quindi il massimo coefficiente di filtrazione. Se perciò la falda è freatica e si vuole effettuare la captazione dell'acqua mediante una galleria filtrante, tale opera andrà realizzata secondo la direzione $C-D$, in modo da favorire il moto di filtrazione verso di essa.

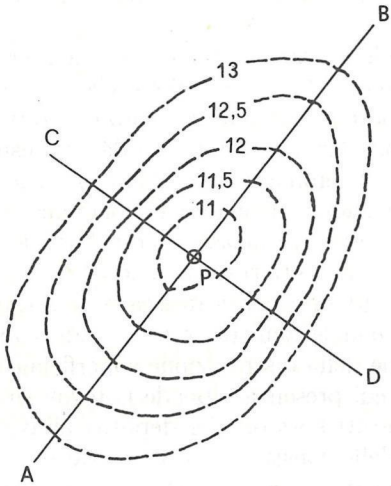


Fig. 3.23 Andamento delle isopieziche durante l'emungimento da un pozzo.

Dal funzionamento di un pozzo possono dedursi altre informazioni molto importanti per stabilire il ritmo delle estrazioni possibili.

Quando da un pozzo praticato in una falda libera viene estratta una data por-

tata, si genera, come si è visto, un abbassamento della falda intorno a esso; lo spazio compreso tra la superficie piezometrica preesistente e quella che si ha durante il pompaggio ha la forma di un cono rovesciato e per questo il volume dell'acquifero desaturato dal pompaggio viene detto *cono di depressione*. La forma e le dimensioni di tale cono dipendono dalla portata estratta, dalla durata del pompaggio, dalla trasmissività e dalla capacità di immagazzinamento dell'acquifero.

Se la portata estratta dal pozzo supera un determinato limite, non si raggiungerà una situazione di moto permanente, ma il cono di depressione continuerà a espandersi e ad approfondirsi, con un progressivo abbassamento della falda nelle vicinanze del pozzo e una riduzione dell'immagazzinamento dell'acquifero, che continuerà fino a che questo non si esaurisce. Si può quindi concludere che il pozzo può fornire una data portata solo se in più punti di osservazione si rileva che si stabilizza l'abbassamento della falda conseguente all'emungimento.

Nel caso di un pozzo in falda artesiana la situazione è del tutto analoga a quella descritta; in questo caso, però, il progressivo abbassamento della superficie piezometrica, conseguente a prelievi dal pozzo superiori a quelli che l'acquifero può fornire, non dà luogo a una riduzione dell'immagazzinamento dell'acquifero stesso, essendo questo confinato tra due strati impermeabili, a meno che il suddetto abbassamento non divenga così elevato da scoprire lo strato superiore impermeabile della falda in prossimità del pozzo. L'abbassamento della superficie piezometrica provoca però una riduzione dell'immagazzinamento idrico della falda libera che alimenta quella artesiana.

Per quanto riguarda la scelta della posizione più idonea di un pozzo per effettuare maggiori prelievi, occorre avere presenti i seguenti elementi:
– la portata estraibile risulta tanto maggiore quanto più elevata è la permeabilità del terreno nella zona circostante al pozzo;
– la portata aumenta al crescere dello spessore s dell'acquifero nelle vicinanze del pozzo; infatti, a parità del coefficiente di filtrazione f, la trasmissività T, espressa dalla (3.26), aumenta con s;
– occorre tener conto della presenza e dell'orientamento di faglie che possono comportarsi come canali preferenziali per il deflusso, per cui la posizione del pozzo deve essere tale da intercettare tale deflusso. Bisogna però fare attenzione al fatto che a volte la faglia, se è riempita con materiale impermeabile, può ostacolare il deflusso;
– per quanto riguarda l'ubicazione dei pozzi, bisogna aver presente quanto segue: se si realizza il pozzo nelle vicinanze dell'area di ricarica, si riesce, a seguito dell'emungimento, a convogliare verso il pozzo stesso una maggior quantità d'acqua dalla riserva idrica superficiale; se si posiziona invece il pozzo in prossimità della zona di scarico dell'acquifero, si riesce a deviare verso il pozzo una parte di tale scarico;
– occorre infine tener conto anche della qualità dell'acqua estratta, che può risultare diversa a seconda dell'ubicazione del pozzo.

3.5 Prese dalla falda superficiale

La falda superficiale offre limitate garanzie dal punto di vista igienico, essendo facilmente soggetta a inquinamento, perciò la sua utilizzazione a scopo idropota-

bile presuppone sempre interventi di potabilizzazione e viene effettuata quando i quantitativi d'acqua estraibili dalle falde profonde non sono sufficienti per i fabbisogni o quando le opere di estrazione risultano economicamente troppo onerose.

Le opere di presa più comuni delle acque della falda superficiale sono le gallerie filtranti e i pozzi ordinari.

3.5.1 Le gallerie filtranti

Le gallerie filtranti vengono realizzate con l'intento di captare l'acqua dalla falda a mezzo di appositi fori lasciati nella loro muratura e vengono per lo più adoperate per raccogliere le acque che si trovano nel subalveo dei corsi d'acqua.

Da un punto di vista costruttivo sono sostanzialmente simili alle gallerie di presa delle acque sorgentizie che hanno un affioramento diffuso secondo una certa direzione: presentano cioè una sezione circolare, policentrica, a ferro di cavallo ecc, di dimensioni tali da essere praticabili; il canale che raccoglie le acque viene tenuto distinto dalla parte transitabile e posizionato nel lato dal quale si trova la falda alimentatrice.

Nel caso, abbastanza raro, di galleria alimentata dalla falda da entrambi i lati, il canale di raccolta interessa l'intera parte inferiore della sezione trasversale e al di sopra di esso si realizza una copertura transitabile, munita di chiusura di accesso.

Le feritoie che permettono l'ingresso dell'acqua di falda possono essere realizzate in vari modi; per esempio adoperando per il rivestimento della galleria dei mattoni forati. Per facilitare l'ingresso dell'acqua, spesso i fori vengono eseguiti anche sul fondo del canale raccoglitore.

L'andamento planimetrico preferibile ai fini idraulici, che, a parità delle altre condizioni, dà luogo alla massima portata emungibile dalla falda, è quello della galleria parallela alle linee isopieziche, quindi perpendicolare alla direzione delle linee di flusso. Poiché la formula (3.17), che dà la portata q per unità di lunghezza della galleria, può fornire dei risultati non sufficientemente esatti, per le incertezze sul valore da assegnare al coefficiente di filtrazione e per quelle connesse alla schematizzazione del fenomeno, è consigliabile stabilire la lunghezza L della galleria, necessaria per captare la portata $Q = q\,L$, mediante misure di portata da effettuare dopo l'inizio della costruzione della galleria stessa.

Se le gallerie sono poco profonde (ricoprimento massimo circa 8 m), vengono realizzate all'interno di normali trincee di scavo, provvedendo al successivo ricoprimento; nello scavo, intorno alla galleria, si pone del materiale drenante almeno dalla parte da cui provengono le acque di falda. Al di sopra della galleria viene messo in opera, per l'intera larghezza della trincea, uno strato di materiale impermeabile, per impedire la penetrazione delle acque superficiali all'interno della galleria stessa (figura 3.15).

Le gallerie di profondità notevole vengono invece realizzate con le consuete tecniche di perforazione, mediante pozzi di attacco alle estremità e in posizioni intermedie.

3.5.2 Pozzi ordinari

I pozzi ordinari sono praticabili, hanno sezione circolare con diametro minimo di circa 1,0 m, profondità massime dell'ordine di 10-12 m e rivestimento in muratura

di mattoni o in calcestruzzo. A volte vengono realizzati con diametro maggiore (fino a 5–6 m), in modo che abbiano una buona capacità, che può risultare utile nel caso di attingimento variabile nel tempo.

Durante l'esecuzione dello scavo occorre disporre armature di sostegno provvisorie in legname, per evitare il franamento del terreno. Se il pozzo è poco profondo e il terreno abbastanza stabile, per cui sono sufficienti modeste armature di sostegno, il rivestimento potrà essere realizzato interamente dopo aver eseguito lo scavo, procedendo dal basso verso l'alto; in caso contrario andrà eseguito a tratti, in parallelo allo scavo, mediante successivi anelli di sottomurazione o mediante anelli di cemento armato che affondano per effetto del peso proprio man mano che si effettua lo scavo del terreno al loro interno e nella zona immediatamente sottostante e che vengono collegati l'uno all'altro via via che lo scavo e l'affondamento procedono (tecnica dell'autoaffondamento).

Le tecniche di costruzione sono le stesse anche nei tratti in cui è presente la falda; se si adotta la prima tecnica (realizzazione del rivestimento dal basso verso l'alto dopo aver eseguito lo scavo), occorrerà ovviamente estrarre l'acqua dallo scavo mediante una pompa.

Fino alla profondità in cui si trova la falda, lungo le inevitabili discontinuità che restano tra scavo e rivestimento è opportuno gettare dell'argilla ben costipata o del calcestruzzo, per isolare il pozzo dalla diretta infiltrazione di acque superficiali. La parete del pozzo che si trova all'interno della falda dovrà invece essere munita di fori o di fenestrature, di area pari ad almeno 1/10 della superficie cilindrica della parete stessa, per permettere l'ingresso dell'acqua.

Il rivestimento del pozzo viene prolungato al di sopra del piano di campagna dove, se necessario, sarà opportunamente allargato per l'installazione della pompa (o delle pompe) e relativi accessori: se l'accesso al pozzo è dall'alto, sarà munito di un chiusino d'accesso ben realizzato per impedire l'ingresso di materiale dall'esterno, mentre, se l'accesso è laterale, il pozzo dovrà essere superiormente coperto.

L'acqua dal pozzo viene attinta mediante una pompa, la cui altezza di aspirazione non dovrà superare i 5–6 m. Se perciò il livello dinamico nel pozzo risulta più basso di 5–6 m rispetto al piano di campagna, andrà adoperata una pompa sommersa, oppure il pozzo andrà realizzato con un maggior diametro nella sua parte superiore fino al piano di posa della pompa, che dovrà essere a profondità tale che non venga superata l'altezza d'aspirazione predetta. Il tubo che pesca nel pozzo andrà munito nella sua parte inferiore di succhieruola e di valvola di ritegno, per evitare che la pompa debba essere adescata a ogni avviamento.

I pozzi di grande diametro che si sta esaminando vanno molto più difficilmente soggetti all'ostruzione dei fori o delle feritoie da parte dei grani del terreno che non i pozzi profondi, sui quali si dirà in seguito, per cui non si ravvisa per essi la necessità del filtro; qualora però si volessero avere maggiori garanzie di evitare l'intasamento, tale filtro potrebbe essere realizzato con gli stessi sistemi dei filtri dei pozzi profondi. Nella figura 3.24 è rappresentato un pozzo ordinario con l'opera di presa.

Un particolare tipo di pozzo, detto a raggiera, è stato proposto da Citrini: esso consiste in un normale pozzo, di diametro sufficientemente grande per poter lavorare al suo interno, il cui fondo viene impermeabilizzato mediante un getto di

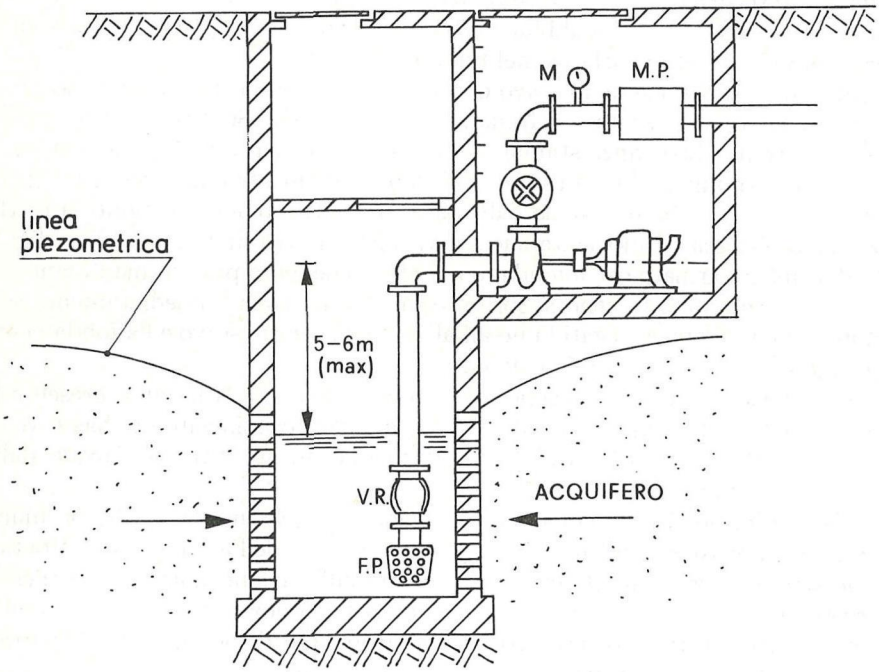


Fig. 3.24 Opera di presa da un pozzo ordinario.

calcestruzzo. Lavorando sul fondo vengono quindi installate orizzontalmente nella falda, per lunghezze anche notevoli (10 m e oltre), delle tubazioni metalliche forate disposte a raggiera, mediante infissione a pressione o altri sistemi. Viene così realizzata un'opera di presa all'interno della falda di enorme sviluppo che esercita un richiamo d'acqua fino a distanze molto elevate (figura 3.25).

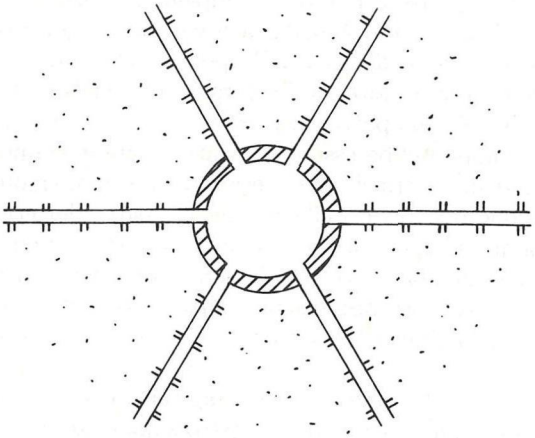


Fig. 3.25 Pozzo a raggiera.

3.6 Prese da falde profonde

Quando la falda da captare è a notevole profondità, i pozzi ordinari, scavati con i sistemi tradizionali descritti in precedenza, possono essere realizzati solo in casi del tutto particolari, per esempio in presenza di formazioni calcaree compatte (pozzi di questo tipo sono stati realizzati dall'Acquedotto Pugliese nella penisola salentina). Salvo tali casi, i pozzi profondi sono di due tipi: *pozzi battuti* e *pozzi trivellati* (o *perforati*).

I primi, detti anche *pozzi Norton* o *abissini*, sono costituiti da tubazioni metalliche che terminano con una puntazza, che permette il loro affondamento mediante percussione e sono muniti di una parete filtrante nella parte inferiore che pesca nella falda, costituita da una serie di fori o di feritoie. Questi pozzi, le cui tubazioni hanno in genere diametro molto piccolo (da 50 a 80 mm e solo in casi eccezionali fino a 150 mm) possono risultare convenienti per modeste profondità (fino a 8-10 m) e trovano perciò impiego come pozzi spia o in cantieri; solo in terreni alluvionali possono essere infissi fino a profondità massime anche di 40 m, ma col pericolo che la presenza di trovanti possa deviarli, impedendone l'ulteriore affondamento.

I pozzi tubolari trivellati, di impiego molto più diffuso, hanno diametro variabile, in genere, tra 0,15 e 1,0 m; si tratta di pozzi affondati in un foro eseguito con asportazione di materiale mediante varie tecniche, fra le quali le più diffuse sono quelle della perforazione a percussione e della perforazione a rotazione.

3.7 La tecnica di perforazione a percussione

La perforazione a percussione viene effettuata mediante un utensile, collegato all'argano di perforazione mediante un cavo d'acciaio, che, sollevato e lasciato cadere sul fondo del pozzo, frantuma il terreno.

L'utensile di perforazione è in genere costituito da una sonda, da una benna o da uno scalpello. Le prime due sono munite di un dispositivo che si chiude dopo che esse si sono parzialmente riempite del terreno asportato dal fondo del foro dopo la loro caduta, per cui, sollevando l'utensile, si ha modo di scaricare tale terreno. Lo scalpello viene invece adoperato per rompere eventuali massi o trovanti incontrati durante la perforazione; il terreno di risulta resta però sul fondo del pozzo e deve essere periodicamente asportato sostituendo lo scalpello con la benna o con la sonda.

Durante la perforazione le pareti del pozzo possono franare e perciò devono essere sostenute mediante una tubazione provvisoria di rivestimento, formata da più tronchi che vengono collegati tra loro in vari modi (per esempio, mediante saldatura o mediante giunti filettati a vite del tipo maschio e femmina). La tubazione deve avere dimensioni idonee a consentire la penetrazione al suo interno dell'utensile con un certo margine.

La perforazione viene eseguita a foro scoperto fino a una profondità di 3–4 m, dopo di che si inserisce nel foro la tubazione di rivestimento provvisorio e, se il terreno ha una coesione sufficiente per non franare, si prosegue lo scavo al di sotto della tubazione per un certo tratto, facendo via via scendere la tubazione stessa; se invece le pareti dello scavo sono soggette a frane, l'avanzamento procede affondando prima la tubazione e poi proseguendo lo scavo.

Durante la perforazione è opportuno analizzare dei campioni dei terreni attraversati alle varie profondità, per poter conoscere il profilo geologico e la granulometria dei vari strati, al fine di individuare le falde idriche da cui attingere e valutare i relativi coefficienti di filtrazione.

3.8 Le tecniche di perforazione a rotazione

La perforazione a rotazione avviene in presenza di circolazione di un dato fluido durante l'avanzamento dell'utensile. Il sistema più comunemente adoperato è quello con circolazione diretta di fango, dal quale sono poi derivati tutti gli altri.

La perforazione viene fatta mediante movimento rotatorio dell'utensile di perforazione, che è uno scalpello, il quale si trova all'estremità inferiore della batteria di perforazione, costituita da una serie di aste a sezione circolare cava. Il fluido di perforazione, pompato con una certa pressione all'interno della batteria, passa attraverso i fori dello scalpello rotante con una forte velocità, in modo da mantenere pulito lo scalpello stesso e il fondo del pozzo e risale attraverso l'intercapedine esistente tra la batteria e le pareti del pozzo, trasportando in superficie i detriti della perforazione dopo averli sollevati dal fondo del foro. Il fango viene quindi fatto decantare in opportune vasche e rimesso in circolazione (figura 3.26).

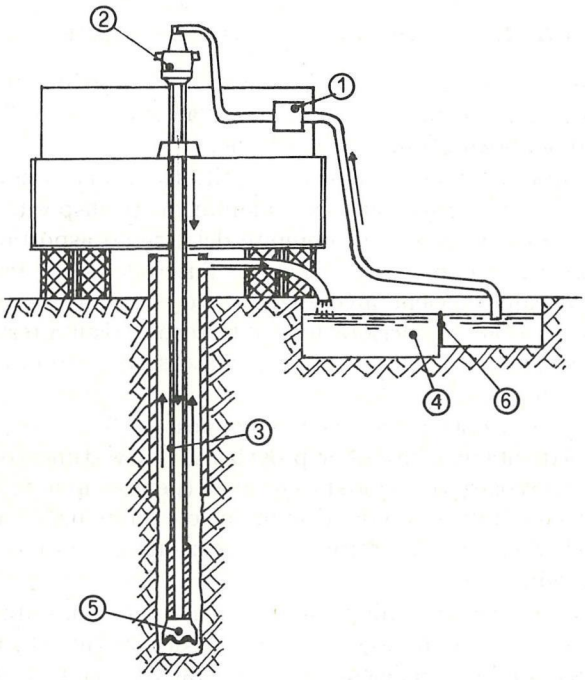


Fig. 3.26 Sistema di perforazione con circolazione diretta di fango. 1 pompa; 2 testa di iniezione; 3 aste di perforazione; 4 vasche del fango; 5 utensile di perforazione; 6 filtro.

Lo scalpello può essere a lame o a rulli dentati, mentre il fluido di perforazione è generalmente costituito da fango argilloso o bentonitico.

Con questa tecnica di perforazione non è necessario il rivestimento del pozzo con una tubazione provvisoria, in quanto il franamento della parete è impedito dalla pressione esercitata dal fango e dall'azione intasante del materiale contenuto nel fango stesso.

Il sistema di perforazione con circolazione diretta di fango richiede, per pozzi di grande diametro, portate di fluido elevate, in quanto, per mantenere in sospensione i detriti della perforazione, occorrono velocità ascensionali non minori di 0,5÷0,6 m/s. Per ridurre la portata circolante può essere adottata la tecnica della perforazione con circolazione inversa, che consiste nel far scendere il fango pompato attraverso l'intercapedine tra la parete del pozzo e la batteria di perforazione e nel farlo risalire attraverso le aste della batteria, la cui sezione è molto più piccola di quella dell'intercapedine, per cui la minima velocità ascensionale necessaria può essere ottenuta con una portata assai minore (figura 3.27).

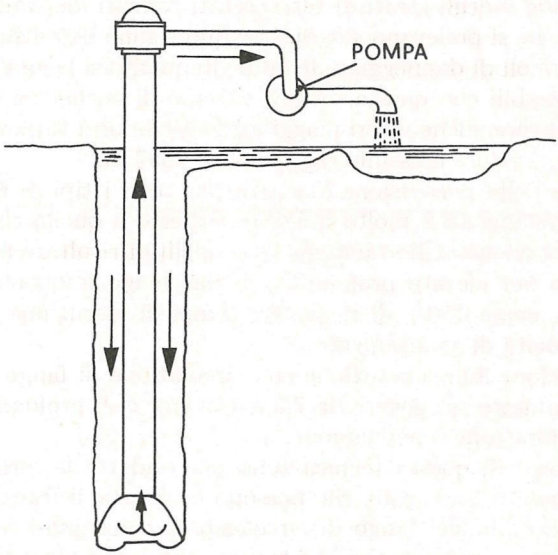


Fig. 3.27 Sistema di perforazione con circolazione inversa di fango.

Quando il pozzo viene perforato in terreni molto compatti e coerenti, per i quali non sussiste il pericolo del franamento della parete, può essere adottata la tecnica della perforazione ad aria, consistente nel far circolare una determinata portata d'aria, cui è affidato il solo compito di portare in superficie, durante il movimento ascensionale, i detriti della perforazione che si trovano nel fondo del pozzo. Tale sistema differisce da quelli a rotazione con circolazione di fango solo per la diversità del fluido adoperato.

Un altro sistema di perforazione concettualmente simile a quelli descritti, ma molto meno diffuso, perché può essere adoperato solo in particolari situazioni e

per profondità massime di circa 30 m, è quello a getto d'acqua, con il quale lo scavo e la rimozione del terreno dal fondo del pozzo vengono effettuati mediante un getto d'acqua a forte velocità; un sistema simile a questo è quello a percussione idraulica.

In presenza di un terreno non consolidato il pozzo può essere anche eseguito mediante una trivella, con la quale si possono raggiungere discrete profondità (40 m e oltre).

3.9 Caratteristiche principali delle tecniche di perforazione descritte

Si evidenziano ora alcune caratteristiche delle più comuni tecniche di perforazione descritte, illustrandone in particolare i campi di impiego più convenienti, i vantaggi e gli svantaggi.

La tecnica della perforazione a percussione presenta i vantaggi di risultare molto più economica rispetto a quella a rotazione, di consentire una buona conoscenza delle falde e degli strati di terreno attraversati alle varie profondità, dato che i campioni che si prelevano alle diverse quote sono ben distinti tra loro, di non comportare pericoli di danneggiare le falde, in quanto si lavora a secco. I diametri dei pozzi realizzabili con questa tecnica variano di norma da 7,5 a 60 cm, ma si possono raggiungere anche valori maggiori; le profondità variano in genere dai 100 ai 600 m, con un valore massimo raggiunto di 3397 m.

La tecnica della percussione è adatta per tutti i tipi di terreno, tuttavia la velocità di avanzamento è molto inferiore rispetto a quella che si ottiene con la tecnica della rotazione. Gli svantaggi sono quelli di risultare non conveniente dal lato economico per elevate profondità, di dar luogo frequentemente a errori di allineamento e, come detto, di richiedere tempi di esecuzione più lunghi a causa della bassa velocità di avanzamento.

Con la perforazione a rotazione con circolazione di fango si realizzano pozzi di maggiore diametro (in genere da 7,5 a 150 cm) e di profondità più elevata che non con la perforazione a percussione.

Per l'impiego di questa tecnica sono poco adatte le formazioni molto permeabili, cavernose o fratturate, che possono provocare il franamento della parete a causa della perdita del fango di circolazione, come pure risulta assai difficile l'attraversamento di grossi massi. La tecnica presenta i notevoli vantaggi di avere grandi velocità di avanzamento e di poter raggiungere elevate profondità. Gli svantaggi sono costituiti dal maggior costo rispetto a quello della perforazione a percussione per limitate profondità; dal rischio di danneggiare con il fango impiegato le falde attraversate sia sotto l'aspetto idraulico, per l'occlusione dei meati del terreno, che dal lato qualitativo; dalla difficoltà di riconoscere sia gli acquiferi, la cui pressione è bilanciata da quella del fango in circolazione, che la stratigrafia del terreno, per il mescolarsi dei frammenti che si incontrano a profondità diverse.

I problemi che si incontrano nella perforazione a rotazione con circolazione di fango sono quelli di un anomalo allargamento del foro, di un franamento delle pareti, di una fuoriuscita di acqua di falda se questa ha una pressione superiore a quella del fango in circolazione, di una perdita del fango stesso. Inoltre, c'è il problema di mantenere l'allineamento del foro entro certi limiti, oltrepassando i

quali si ha un contatto della batteria di perforazione con le pareti del pozzo, che può costringere a sospendere i lavori.

Qualsiasi sia il sistema di perforazione, se la profondità del pozzo supera una cinquantina di metri spesso si procede riducendo verso il basso il diametro del foro (avanzamento a cannocchiale) specie quando si incontrano degli strati di terreno che ostacolano l'avanzamento dell'utensile di perforazione (figura 3.28).

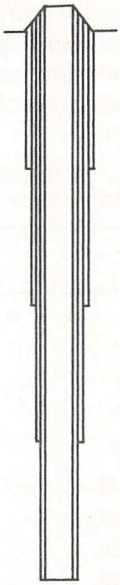


Fig. 3.28 Perforazione di un pozzo con avanzamento a cannocchiale.

3.10 Il completamento dei pozzi e la tubazione di rivestimento definitivo

Terminata la perforazione, occorre completare il pozzo per rendere possibile l'attingimento dell'acqua. Bisogna perciò inserire all'interno del foro la tubazione di rivestimento definitivo, che nei tratti in cui è prevista la captazione della falda o delle falde acquifere dovrà essere munita di filtro, costituito da opportune aperture, in modo da permettere l'ingresso dell'acqua al suo interno; occorre inoltre provvedere alla cementazione del pozzo, cioè all'isolamento della falda utilizzata dalle acque esterne e all'eventuale formazione di un dreno intorno al filtro. Successivamente si passa alle operazioni di attivazione o di sviluppo del pozzo, necessarie prima di attingere l'acqua.

Il diametro del tubo di rivestimento definitivo del pozzo ha, come si è visto in precedenza, un'influenza molto scarsa sulla portata estraibile, tuttavia da esso dipende sia il diametro del foro che la velocità di ingresso dell'acqua nel pozzo, che non deve superare certi limiti, come si preciserà nel seguito. Poiché il rivestimento deve essere in grado di contenere con un certo margine la pompa, la prima cosa da fare, in sede di progetto, è quella di prevedere il tipo di pompa da installare in

funzione della portata da estrarre e della prevalenza.

Il tubo di rivestimento deve avere un diametro maggiore rispetto a quello della pompa dal 25% fino al 100% (in genere è però opportuno non scendere al di sotto del 50% in più), sia per evitare pericoli di contatto tra pompa e rivestimento, sia per ridurre le perdite di carico, in quanto con le pompe sommerse la portata transita attraverso l'intercapedine tra rivestimento e motore della pompa.

Nella tabella 3.2 sono riportati, in funzione della portata da estrarre, i valori minimi consigliabili per il diametro della tubazione di rivestimento definitivo in corrispondenza della pompa; in ogni caso è opportuno verificare che i diametri di tabella 3.2 consentano l'installazione della pompa scelta con un adeguato margine; al di sotto della pompa la tubazione di rivestimento potrà avere diametri minori.

Tab. 3.2 Valori minimi consigliati per il diametro della tubazione di rivestimento definitivo in corrispondenza della pompa, in funzione della portata da estrarre

Q (m^3 / giorno)	D_R (mm)
fino a 400	150
400 - 700	200
700 - 2200	250
2200 - 5500	300
5500 - 9500	350
9500 - 13500	400
13500 - 22000	500
22000 - 25000	600
25000 - 43000	700

In un generico tratto il diametro del pozzo deve essere superiore rispetto a quello corrispondente del rivestimento di non meno di 10 cm per i pozzi perforati a percussione e di 5–6 per quelli perforati a rotazione, in modo da poter eseguire la cementazione e il versamento del dreno intorno al filtro; vengono comunque adottate differenze maggiori quando si vogliono realizzare dei dreni più spessi.

Per la tubazione di rivestimento definitivo si adoperano tubi di vario materiale, a seconda dell'aggressività dell'acqua e dei terreni attraversati. Quelli più comunemente impiegati sono i tubi d'acciaio zincati o con altro rivestimento protettivo e più raramente quelli di PVC, di vetroresina, d'acciaio inossidabile, di ottone. È da evitare l'impiego di materali metallici diversi per una stessa tubazione di rivestimento (cosa che accade, per esempio, realizzando il filtro con un metallo diverso di quello adoperato per la parte non filtrante), in quanto il tratto di tubazione con potenziale più elettronegativo verrebbe facilmente corroso.

I tubi d'acciaio che vengono calati all'interno del pozzo sono collegati tra loro mediante giunti filettati a vite, a manicotto filettato, a bicchiere saldato ecc.; si preferiscono in genere quelle giunzioni che danno luogo a sporgenze minime o nulle rispetto al diametro esterno del tubo.

La tubazione di rivestimento è chiusa inferiormente e viene calata per un certo tratto al di sotto dello strato contenente la falda acquifera da cui si attinge

(in genere per 3–4 m), per lasciare un certo volume disponibile al deposito della sabbia che dovesse essere aspirata.

Le fasi operative per il completamento del pozzo sono diverse, a seconda che nel corso della perforazione sia stato necessario inserire all'interno del foro una tubazione di rivestimento provvisorio o si sia proceduto a foro aperto. Nel primo caso si cala innanzi tutto all'interno del foro la tubazione di rivestimento definitivo, munita di filtro e di centralizzatori, per mantenerla coassiale con la tubazione di rivestimento provvisorio; quindi si inizia a versare nell'intercapedine tra i due tubi il ghiaietto che deve formare il dreno, estraendo la tubazione di perforazione man mano che il ghiaietto scende e pistonando il pozzo per far sì che si abbia un buon assestamento del ghiaietto stesso.

Quando la tubazione di perforazione è stata estratta fino a una quota un po' al di sopra dei filtri, si procede alle operazioni di spurgo del pozzo, fino a estrarre acqua priva di sabbia; si ricarica quindi il dreno, fino a che questo non risulta ben assestato e si passa infine alla cementazione del pozzo.

È opportuno che al di sopra del dreno venga realizzato uno strato di sabbia ben compattato dello spessore minimo di 0,50 m, per evitare che il cemento possa penetrare nel dreno sottostante. La cementazione, che ha lo scopo di isolare la falda idrica utilizzata da infiltrazioni di acque superficiali e dalle altre falde, viene generalmente eseguita mediante boiacca di cemento e, solo in alcuni casi, con boiacca mescolata a bentonite o con argilla, con calcestruzzo molto fluido e con inerti molto fini.

L'operazione di cementazione deve essere eseguita gettando della boiacca ed estraendo via via la tubazione di perforazione, facendo in modo che la boiacca non venga mai a trovarsi a contatto col terreno prima che abbia fatto una certa presa e che la tubazione di perforazione non venga a essere cementata per effetto del completo indurimento della boiacca stessa. Per conferire al pozzo una maggiore stabilità esiste un'altra tecnica, che prevede di lasciare sul posto la tubazione provvisoria nel tratto che si trova al di sopra della falda idrica più alta che viene sfuttata.

È opportuno anche realizzare in superficie una soletta in calcestruzzo intorno al pozzo, sia per impedire cedimenti del pozzo stesso, sia per tenere lontane da questo le acque di scorrimento superficiale. L'isolamento della falda da utilizzare può anche essere eseguito estraendo la tubazione di perforazione solo fino alla quota della sommità del dreno e riempendo successivamente con ghiaia l'intercapedine tra le due tubazioni.

Moderne tecniche prevedono di inserire nell'intercapedine tra la tubazione di rivestimento definitivo e quella di perforazione, prima di procedere alla cementazione, un paio di piccoli tubi che dal piano di campagna raggiungono il dreno, in modo che questo possa essere periodicamente ricaricato, nel caso subisca degli assestamenti.

Nell'eventualità, peraltro poco frequente, in cui vengano utilizzate più falde per l'attingimento, occorre procedere alla cosiddetta cementazione a tratti: in corrispondenza delle falde sfruttate si realizzano dei dreni e si munisce di filtro la tubazione di rivestimento definitivo, mentre si cementa il pozzo negli altri tratti.

Nel caso di perforazione eseguita senza mettere in opera tubazioni di rivestimento provvisorio, le operazioni di cementazione sono un po' più complesse e

possono essere effettuate con varie tecniche, per la descrizione delle quali si rimanda alla letteratura tecnica specializzata sull'argomento.

3.11 Penetrazione di un pozzo nell'acquifero e percentuale di parete filtrante

Le semplici formule riportate nel paragrafo 3.4.7 relative all'attingimento da falde artesiane si riferiscono, come si può osservare dalla figura 3.22, al caso che il pozzo abbia una penetrazione completa nell'acquifero e che la sua parete sia filtrante per tutto lo spessore dell'acquifero stesso.

A volte però, per estrarre la portata che l'acquifero può fornire senza che esso subisca un depauperamento nel tempo, è sufficiente una depressione nel pozzo molto piccola; risulta allora economicamente conveniente aumentare tale depressione, in modo da prelevare la stessa portata o con un pozzo che non raggiunge la quota del piano impermeabile inferiore che sostiene la falda o con un pozzo avente un'aliquota di superficie filtrante in corrispondenza della falda inferiore al 100%.

Quando in una falda artesiana un pozzo raggiunge lo strato inferiore della falda e la sua parete è filtrante per l'intera lunghezza (figura 3.29) le linee di flusso che si hanno a seguito dell'emungimento del pozzo sono orizzontali; quando invece il pozzo penetra parzialmente nell'acquifero, con parete sempre interamente filtrante (figura 3.30), le linee di flusso si allungano e presentano una componente verticale. Ciò, a parità di depressione δ, dà luogo a una minore portata, sia per l'allungamento delle traiettorie, sia perché il coefficiente di filtrazione f è, per la maggior parte degli acquiferi, minore secondo la direzione verticale che non secondo quella orizzontale.

Quindi, se dal pozzo di figura 3.30 si vuole estrarre la stessa portata di quella estraibile dal pozzo di figura 3.29, occorre, a parità di diametro del pozzo e di tutte le altre condizioni, realizzare una depressione maggiore.

Secondo Kozeny, la portata Q_p che con una data depressione δ si può prelevare da un pozzo con parete interamente filtrante, ma penetrante solo parzialmente in una falda artesiana, è pari a un'aliquota della portata Q estraibile con la stessa depressione da un pozzo interamente penetrante avente lo stesso raggio r_0, che è data dalla (3.25). La formula di Kozeny è la seguente:

$$\frac{Q_p}{Q} = \frac{h_s}{s}\left[1 + 7\left(\frac{r_0}{2\,h_s}\right)^{\frac{1}{2}} cos\frac{\pi}{2}\frac{h_s}{s}\right] \tag{3.29}$$

dove s è lo spessore dell'acquifero e h_s lo spessore captato dal pozzo (figura 3.30).

I casi di pozzo totalmente penetrante nella falda, ma con parete parzialmente filtrante (figura 3.31) e di pozzo parzialmente penetrante e parzialmente filtrante sono riconducibili al caso sopra esaminato: basta a tal fine inserire nella (3.29) per h_s la lunghezza totale della parete filtrante.

Dalla (3.29) si deduce che riducendo il rapporto h_s/s, la portata subisce una riduzione percentuale inferiore; per esempio, per $h_s/s = 0,5$ e $r_0/h_s = 0,02$, il rapporto Q_p/Q è pari a $0,75$. A parità, invece, di portata Q, per un pozzo parzialmente penetrante e/o parzialmente filtrante, occorre avere una maggiore depressione e quindi risulta più elevato il costo dell'energia necessaria all'emungimento;

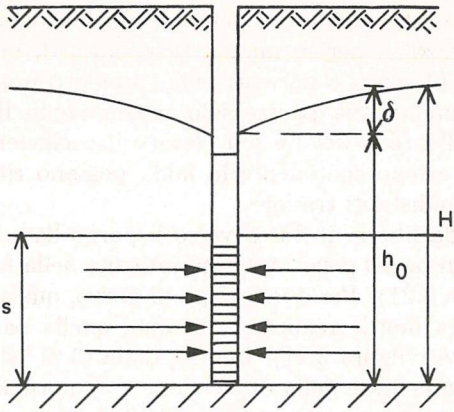


Fig. 3.29 Pozzo artesiano con parete filtrante per l'intera lunghezza e fondo che raggiunge lo strato impermeabile.

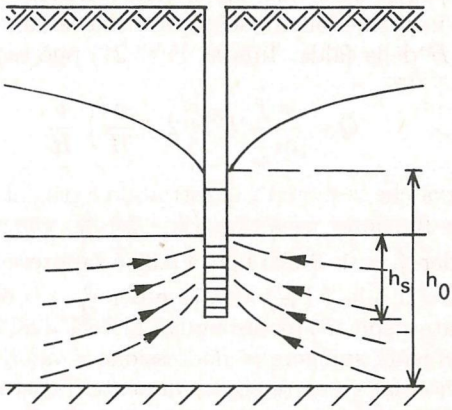


Fig. 3.30 Pozzo artesiano parzialmente penetrante nell'acquifero con parete filtrante per l'intera lunghezza.

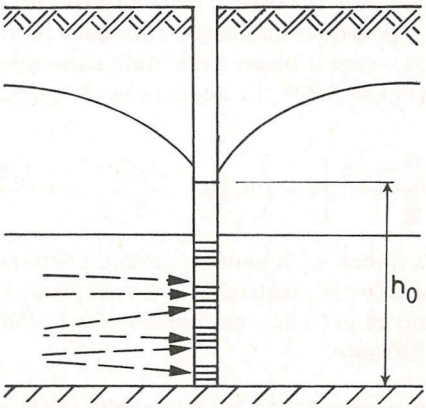


Fig. 3.31 Pozzo artesiano con parete parzialmente filtrante e fondo che raggiunge lo strato impermeabile.

tale onere è tuttavia largamente compensato dall'economia che si consegue nella realizzazione del pozzo, o per la minore profondità di questo, o per la minore lunghezza di parete filtrante, o per entrambi i suddetti motivi.

Quando il pozzo ha una parete solo parzialmente filtrante, è conveniente prevedere i filtri nella zona dove è più elevato il coefficiente di filtrazione; se le caratteristiche del terreno contenente la falda possono ritenersi costanti, i filtri vengono disposti equidistanti tra loro.

Nel caso di falda libera, il flusso verso il pozzo ha sempre una componente verticale, che, per un pozzo penetrante interamente nella falda, è diretta ovunque verso il basso (figura 3.21). Per questo tipo di pozzo, qualsiasi sia la penetrazione nell'acquifero, risulta inutile realizzare filtrante quella parte della parete che si trova al di sopra di h_0 (figura 3.21). Inoltre, dalla (3.21) si vede che la portata estraibile cresce all'aumentare della depressione δ;[2] normalmente, comunque, per δ si assumono valori compresi tra $1/2\,H$ e $2/3\,H$, sempre che l'acquifero sia in grado di fornire la portata corrispondente a tali valori di δ senza subire un depauperamento. Ciò equivale a dire che si rende filtrante un'altezza del pozzo, a partire dallo strato impermeabile di sostegno della falda, compresa tra il 33% e il 50% dello spessore H della falda. Infatti, la (3.21) può essere anche scritta così:

$$Q = \frac{\pi f}{ln\frac{R}{r_0}} H^2 \left(2 - \frac{\delta}{H}\right) \frac{\delta}{H} \tag{3.30}$$

Dalla (3.30) si osserva che la portata Q estraibile è pari al prodotto della costante $\pi f H^2/ln\,\frac{R}{r_0}$ per la funzione $f\left(\frac{\delta}{H}\right) = \left(2 - \frac{\delta}{H}\right)\frac{\delta}{H}$, che raggiunge il suo valore massimo, pari a 1, per $\frac{\delta}{H} = 1$. Nella figura 3.32 è rappresentata la funzione $f\left(\frac{\delta}{H}\right)$: si scorge che per $\frac{\delta}{H} = 0,5$ la $f\left(\frac{\delta}{H}\right) = 0,75$ e per $\frac{\delta}{H} = 0,66$ la $f\left(\frac{\delta}{H}\right) = 0,89$, cioè sono estraibili portate rispettivamente uguali al 75% e all'89% di quella massima, per cui non è conveniente spingere la depressione a valori superiori a quelli detti in precedenza, per non far crescere eccessivamente il costo del sollevamento.

A parte ciò, si è osservato sperimentalmente che deprimendo il livello $\bar{h}$ nel pozzo oltre un certo limite, il livello h_0 della falda a contatto con la parete si abbassa pochissimo, per cui la portata resta pressoché invariata.

In presenza di un pozzo parzialmente affondato in una falda libera, le linee di flusso risultano dirette verso il basso nella zona superiore e verso l'alto nella zona inferiore della falda (figura 3.33). In questo caso la portata Q_p è data dalla:

$$Q_p = \pi f \frac{(\delta + h_p)^2 - h_p^2}{ln\frac{R}{r_0}} \left[1 + \left(0,30 + \frac{10\,r_0}{H}\right) sen\,\frac{1,8\,(H - \delta - h_p)}{H}\right] \tag{3.31}$$

Per un pozzo in falda libera totalmente o parzialmente penetrante, ma con parete solo parzialmente filtrante al di sotto del livello nel pozzo, si può, in prima approssimazione, applicare ancora la (3.31), assumendo per h_p l'altezza corrispondente alla sola parte di parete filtrante.

---

[2] Come si è detto nel paragrafo 3.4.7 la (3.21) risulta meglio approssimata introducendo il livello $\bar{h}$ nel pozzo al posto di h_0 e quindi assumendo $\delta = H - \bar{h}$.

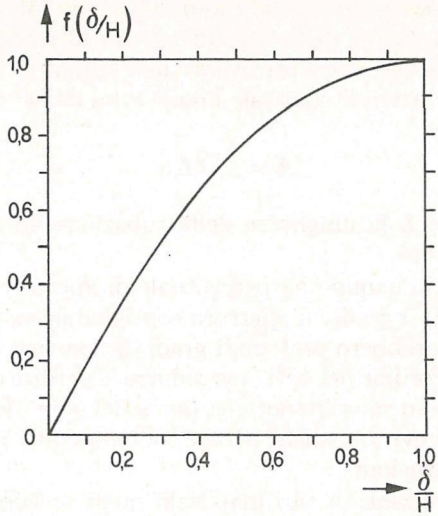


Fig. 3.32 Andamento della funzione $f(\frac{\delta}{H})$.

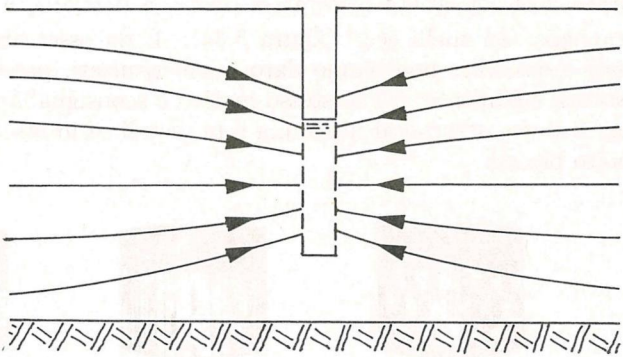


Fig. 3.33 Pozzo parzialmente affondato in una falda libera.

3.12 I filtri

I filtri devono essere realizzati con materiali resistenti alla corrosione e assolvere alle importanti funzioni di sostenere le pareti del pozzo impedendone il franamento in corrispondenza dell'acquifero utilizzato e lasciar passare l'acqua, trattenendo, invece, i sedimenti da questa trascinati. Devono perciò presentare una buona resistenza meccanica con un elevato grado di apertura, che è pari al rapporto tra la superficie aperta e quella totale del filtro; queste due caratteristiche sono fra loro contrastanti, per cui occorre scegliere quasi sempre una soluzione di compromesso.

Le aperture, come si è detto, devono avere dimensioni tali da trattenere i sedimenti e avere sagome opportune, per evitare che possano essere intasate; devono inoltre essere distribuite in modo uniforme sulla superficie laterale del tubo e avere

forma tale da offrire poca resistenza al moto dell'acqua, per limitare le perdite di carico. L'area A complessiva delle aperture di un filtro deve essere tale che la velocità effettiva dell'acqua che l'attraversa non superi i 3–4 cm/s per terreni sabbiosi e 2 cm/s per terreni limosi; tale area è data dalla:

$$A = \pi D L a \tag{3.32}$$

dove D è il diametro e L la lunghezza della tubazione finestrata, mentre a è la percentuale delle aperture.

I filtri in commercio hanno una percentuale di aperture che varia, a seconda del tipo, dal 5% al 50%; il grado di apertura consigliabile va però dal 15% al 25%. Infatti, se da un lato sarebbero preferibili gradi di apertura vicini alla porosità n del terreno (quindi dell'ordine del 40%) per ridurre le perdite e avere basse velocità, dall'altro è bene restare su valori minori per non indebolire molto il filtro. Aperture inferiori al 10% sono da evitare, anche perché col tempo una parte non trascurabile di esse è soggetta a occlusioni.

I filtri vengono realizzati in vari materiali, quali acciaio con rivestimento bituminoso o con altro materiale anticorrosivo, acciaio zincato, acciaio inossidabile e, più raramente, ottone, leghe nickel (70%)–rame (30%), PVC, vetroresina.

Le fessure possono avere varie forme, fra le quali le più comuni sono quelle circolari, quadrate, rettangolari (a fessura), a ponte, a persiana, a spirale (tipo Johnson), a granaglia, ad anelli ecc. (figura 3.34). È da osservare però che le aperture circolari e quadrate non hanno dato buoni risultati, perché soggette a intasarsi abbastanza facilmente; per lo stesso motivo è sconsigliabile la pratica, a volte impiegata, di porre attorno al filtro una rete metallica in ottone avente dei fori circolari molto piccoli.

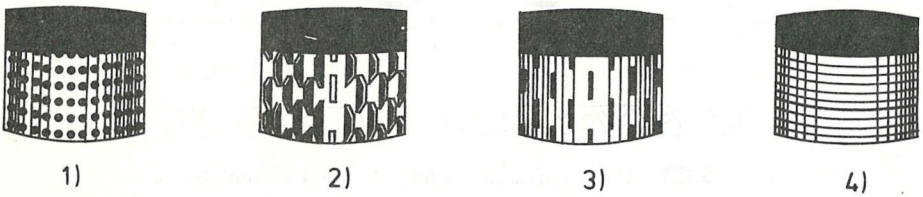


Fig. 3.34 Vari tipi di filtri: 1) a fori circolari; 2) a ponte; 3) a fessure; 4) Johnson.

Le aperture rettangolari costituiscono delle finestrature della superficie laterale del filtro, in quanto hanno una delle dimensioni molto maggiore rispetto all'altra, per cui il rischio di un loro intasamento è molto ridotto; per lo stesso motivo sono poco soggetti a ostruirsi i filtri a ponte, a persiana, a spirale, che hanno aperture con una dimensione molto più grande dell'altra.

Per la scelta della dimensione minima delle finestrature bisogna distinguere il caso in cui il filtro si trova direttamente a contatto con il terreno contenente la falda, dal caso, più frequente e più conveniente, in cui tra terreno e filtro venga interposto un dreno (detto anche *prefiltro*). Quando il filtro si trova a diretto contatto col terreno, per la scelta della dimensione minima delle sue aperture

occorre distinguere innanzi tutto il caso di terreno omogeneo da quello di terreno eterogeneo; a tale scopo si fa riferimento alla curva granulometrica del terreno e si considera il coefficiente di uniformità $M = d_{60\%}/d_{10\%}$, già definito nel paragrafo 3.4.7: il terreno si considera omogeneo se è $M \leq 2,5$ ed eterogeneo se è $M > 2,5$.

Nel caso di terreno eterogeneo i filtri devono avere aperture tali da lasciar passare le particelle più piccole del terreno, che si trovano prevalentemente entro i vuoti esistenti tra i grani più grandi, in modo da ottenere un aumento della porosità e quindi del coefficiente di filtrazione del terreno nelle vicinanze del pozzo. Perciò, per terreni eterogenei, le dimensioni minime delle aperture dei filtri si assumono comprese tra il $d_{50\%}$ e il $d_{70\%}$ del terreno se il tetto della falda è costituito da un terreno resistente, per il quale non sono da temere cedimenti; i valori minori, cioè dell'ordine di $d_{50\%}$, sono da adottarsi in presenza di acque corrosive, che possono allargare le aperture e quelli maggiori, cioè dell'ordine di $d_{70\%}$, per acque incrostanti, che tendono a chiudere le aperture.

Sempre per terreni eterogenei, ma in presenza di un tetto della falda friabile, con pericolo quindi che esso possa cedere andando in parte a ostruire i filtri, si assumono dimensioni delle aperture da $d_{40\%}$ a $d_{50\%}$, a seconda che le acque siano aggressive o incrostanti.

In presenza di terreno omogeneo ($M \leq 2,5$) si adottano aperture di dimensioni minori, in quanto l'estrazione dei grani crea dei vuoti pericolosi a ridosso dei filtri; in genere tali dimensioni variano da $d_{50\%}$ a $d_{60\%}$ se il tetto della falda è costituito da terreno compatto e da $d_{30\%}$ a $d_{40\%}$ se il tetto della falda è costituito da terreno friabile. Anche per questa situazione i valori minori dei due casi si adottano in presenza di acque aggressive e quelli maggiori in presenza di acque incrostanti.

Come si vede, il criterio è quello di prevedere di poter estrarre dal terreno nelle vicinanze del pozzo una percentuale di grani variabile tra il 30% e il 70%, con conseguente forte aumento della permeabilità.

In alcuni pozzi realizzati a percussione la tubazione di rivestimento provvisorio non viene estratta, ma utilizzata per il rivestimento definitivo. In questo caso il filtro viene ottenuto perforando tale tubazione con uno scalpello dopo che questa si trova già all'interno del pozzo. Si tratta quindi di un filtro molto rudimentale, le cui aperture hanno dimensioni e posizioni non controllabili; inoltre il grado di apertura del filtro risulta in genere molto basso.

Questa tecnica, che presenta un vantaggio economico, è perciò da evitare, anche perché risulta problematica, se non impossibile, la cementazione del pozzo.

Il caso più frequente è quello di presenza di un dreno o prefiltro tra il terreno e il filtro, dreno che occorre sempre prevedere quando si estraggono portate di una certa entità. In presenza di dreno, i criteri oggi adottati per stabilire le dimensioni delle aperture del filtro non risultano ben definiti: si va in genere da valori minimi di 2-3 volte il diametro $d_{10\%}$ del terreno contenente l'acquifero a valori massimi di $8\,d_{10\%}$ e a volte anche maggiori, fino al diametro $D_{90\%}$ del materiale costituente il dreno. Il criterio preferibile è forse quello di adottare dimensioni delle aperture del filtro da 2 a 4 volte maggiori di quelle che si adottano in assenza di dreno.

3.13 I dreni o prefiltri

Il dreno ha la funzione di riempire l'intercapedine tra il foro e la tubazione di rive-

stimento per stabilizzare la formazione, di aumentare la permeabilità del terreno nelle vicinanze del pozzo e di trattenere parte dei grani del terreno contenente l'acquifero trascinati dalla corrente durante il pompaggio, impedendo il loro ingresso nel pozzo.

Quando il dreno ha solo la funzione di stabilizzare la formazione, la scelta della sua granulometria non richiede particolari indagini; è questo il caso di un terreno eterogeneo ($M > 2{,}5$), dal quale si riesce, come si è visto, a estrarre i grani più fini nelle vicinanze del pozzo a seguito del pompaggio, ottenendo un aumento della permeabilità. È da osservare che in tale ipotesi, per evitare crolli del terreno intorno al pozzo, si può anche adoperare, al posto del dreno, uno stabilizzatore, costituito o dallo stesso terreno estratto durante la perforazione o da un terreno con grani un po' più grossi; e ciò specialmente se l'intercapedine da riempire intorno al pozzo è piccola.

Negli altri casi l'aumento della permeabiltà nelle vicinanze del pozzo viene ottenuto impiegando un dreno costituito da grani di dimensioni molto maggiori rispetto a quelle del terreno circostante e aventi un coefficiente di uniformità abbastanza basso; occorre però fare attenzione di evitare che, così facendo, i grani del terreno trasportati durante il moto riescano nella maggior parte ad attraversare i vuoti del dreno, entrando nel pozzo. Infatti, la funzione di prefiltro del dreno è molto importante, in quanto permette di adottare filtri con aperture di maggiori dimensioni, aventi una superficie filtrante più grande.

Esistono varie teorie per la scelta della granulometria dei dreni, non sempre però confortate dai risultati sperimentali ottenuti. Rimandando agli specifici trattati per maggiori dettagli sull'argomento, si può in linea di massima dire che il dreno deve avere un coefficiente di uniformità M un po' minore rispetto a quello del terreno e un diametro $D_{30\%}$ variabile rispettivamente da 4 a 6 volte il $d_{30\%}$ del terreno (terreno fine con $M \leq 2{,}5$), da 6 a 9 $d_{30\%}$ (terreno grossolano con $M > 2{,}5$) e da 9 a 12 $d_{30\%}$ (terreno fine e $M > 2{,}5$).

Un altro criterio è quello di scegliere un dreno di granulometria pressoché uniforme, avente dimensioni dei grani D da scegliere in funzione del $d_{50\%}$ del terreno: $D = 4 \div 6\ d_{30\%}$ per $d_{50\%} \leq 1,5\,mm$; $D = 2 \div 3\ d_{30\%}$ per $d_{50\%} > 2\,mm$.

Il materiale costituente il dreno deve essere preferibilmente siliceo, in quanto, se è calcareo, viene in parte distrutto nel caso che il pozzo venga trattato con acidi; solo in presenza di un'acqua di falda molto dolce è opportuno realizzare il dreno con elementi calcarei, per far sì che la durezza dell'acqua possa aumentare. I grani che compongono il dreno devono avere forma arrotondata, che è quella che dà luogo a porosità maggiori.

Se il dreno, oltre alla funzione di stabilizzare la formazione, deve assolvere solo a quella di filtro, sarebbe sufficiente per esso uno spessore di circa 5 cm circa, ma la difficoltà di mettere in opera un dreno di tali dimensioni, specie se la profondità è notevole, consiglia di adottare spessori minimi maggiori (circa 10 cm). Quando invece il dreno deve avere anche la funzione di aumentare il coefficiente di filtrazione nelle vicinanze del pozzo, si adottano spessori quanto più possibile elevati, compatibilmente con esigenze di carattere economico; lo spessore minimo necessario è comunque di $20 \div 25$ cm.

Un dreno risulta più efficiente rispetto a quelli descritti se è costituito da più strati di granulometria via via crescente procedendo verso l'interno del pozzo.

Tale soluzione, che è più costosa, consiste nel realizzare un foro di diametro molto maggiore rispetto a quello della tubazione definitiva (pozzi tipo Norimberga). Si cala quindi nel foro un tubo di diametro un po' minore rispetto a quello del foro stesso, riempendo l'intercapedine di ghiaietto; si calano quindi successivamente altri tubi di diametro via via minore fino a quello che resterà all'interno del pozzo, estraendo man mano i tubi precedenti, dopo aver riempito le successive corone circolari con ghiaia di dimensioni via via crescenti verso l'interno del pozzo (figura 3.35).

Un'altra soluzione consiste nel realizzare un doppio filtro (filtro a cestello) e un doppio dreno: un dreno esterno, di materiale più sottile, tra il foro di perforazione e il filtro più esterno e un dreno interno, di materiale più grosso, nell'intercapedine tra i due filtri (figura 3.36).

Moderne tecniche prevedono l'inserimento di tubi di ricarica del dreno, come detto nel paragrafo 3.10.

3.14 Lo sviluppo dei pozzi

Per sviluppo di un pozzo si intende il complesso delle operazioni che vengono effettuate con vari sistemi, dopo che il pozzo è stato completato e prima che esso venga messo in esercizio, allo scopo di migliorarne l'efficienza.

Lo sviluppo deve innanzi tutto rimediare agli eventuali danni recati all'acquifero durante la realizzazione del pozzo. Se infatti la perforazione è fatta a percussione, le vibrazioni dovute ai colpi della sonda provocano un compattamento del terreno circostante, con una conseguente riduzione della permeabiltà; inconveniente analogo, ma più esaltato, si ha nel caso di pozzi realizzati infiggendo direttamente la tubazione nel terreno mediante battimento.

Nel caso di perforazione a rotazione mediante circolazione di fango, si verifica la penetrazione del fango nel terreno intorno al pozzo, con occlusione parziale dei meati, che è più grave nel caso di terreni a grana fine; si ha in sostanza la formazione di una pellicola che aderisce al terreno isolandolo dal pozzo. Con la perforazione ad aria in terreni fratturati i detriti della perforazione che non riescono a raggiungere la superficie vanno a intasare parzialmente le fessure del terreno, con conseguente riduzione della permeabilità dell'acquifero nelle vicinanze del pozzo.

Lo sviluppo mira a eliminare il materiale più sottile del terreno nelle vicinanze del pozzo, con l'intento di migliorare le caratteristiche della filtrazione verso il pozzo stesso; inoltre, durante lo sviluppo di un pozzo si raggiungono velocità molto maggiori di quelle che si hanno durante l'esercizio dell'opera, per cui il terreno più prossimo al pozzo raggiunge con lo sviluppo un assetto stabile che non può essere successivamente modificato.

Si accenna ora brevemente alle tecniche più comunemente usate per lo sviluppo di un pozzo.

Pompaggio spinto

Consiste nell'emungere il pozzo prelevando portate molto maggiori di quelle previste in esercizio, in modo da raggiungere velocità molto elevate, in grado di rimuovere il materiale che nel corso dell'esercizio resterebbe altrimenti sul posto.

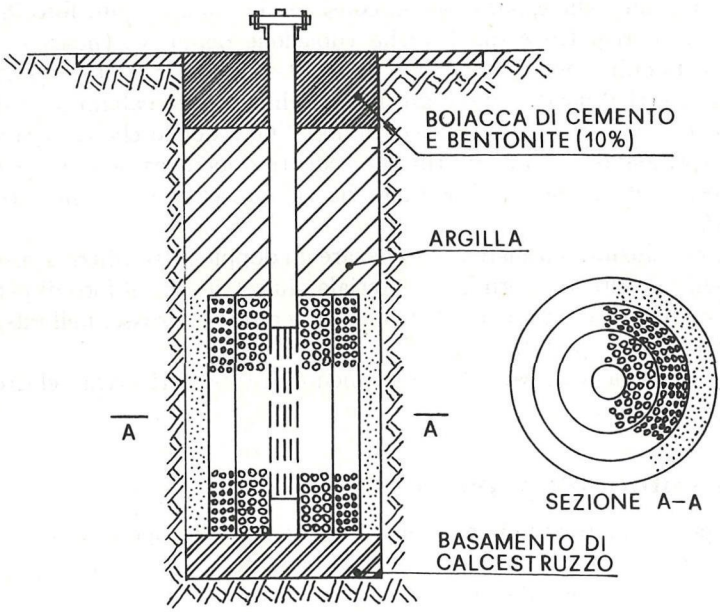


Fig. 3.35 Pozzo con dreno costituito da più strati.

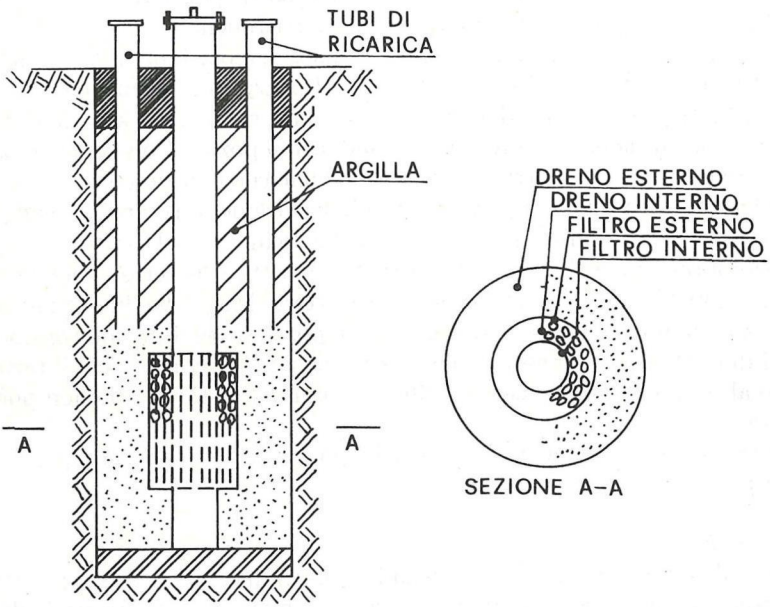


Fig. 3.36 Pozzo con doppio dreno e doppio filtro (filtro a cestello) e con tubi di ricarica del dreno.

Pompaggio alternato o riflusso

Consiste nell'arrestare la pompa sommersa che si trova nel pozzo, non dotata di valvola di fondo, dopo averla fatta funzionare anche con una piccola portata; si origina così un riflusso d'acqua dal pozzo verso l'acquifero, per effetto del vuotamento della tubazione verticale di mandata. L'operazione viene ripetuta varie volte con portate sempre maggiori, fino a che non si estrae acqua limpida.

Pistonaggio

Consiste nell'inserire all'interno della tubazione di rivestimento un pistone, costituito essenzialmente da un'asta e da alcuni dischi o da un cilindro con guarnizioni in gomma, di diametro leggermente inferiore a quello del filtro e nel fare scorrere velocemente in su e in giù il pistone in corrispondenza dei fori del filtro. Si crea così un moto alternativo, diretto dall'acquifero verso il pozzo durante la risalita del pistone e in senso inverso durante la discesa, moto che risulta molto efficace per rimuovere il materiale sottile del terreno nei pressi del pozzo.

L'efficacia del pistonaggio viene periodicamente constatata estraendo i sedimenti che si accumulano nel tratto di tubazione cieca realizzata al di sotto del filtro, proprio con la funzione di raccogliere i sedimenti che si depositano.

Il pistonaggio è molto efficace, riuscendo a rimuovere i cosiddetti *ponti di sabbia* che si sono formati, che invece il pompaggio spinto e quello alternato non sono in grado di demolire.

Aria compressa

È un metodo molto efficace, che consiste essenzialmente nel creare un movimento dell'acqua dal pozzo verso l'acquifero attraverso i fori del filtro, grazie all'immissione di aria a pressione molto elevata.

Il sistema, che può essere realizzato con più tecniche, pulisce le aperture del filtro e rimuove i ponti di sabbia eventualmente presenti a ridosso di questo.

Getto d'acqua o lavaggio del filtro

Consiste nell'indirizzare dei getti d'acqua con pressione assai elevata contro superfici molto piccole del filtro. L'attrezzatura impiegata è provvista di una serie di ugelli, i cui getti vengono indirizzati su tutta la superficie del filtro, mediante movimenti rotativi e verticali.

La velocità d'uscita è assai elevata (dell'ordine di 50 m/s) e, se il filtro ha aperture di dimensioni non molto piccole, i getti penetrano nell'acquifero, rimuovendo i grani più sottili, oltre, naturalmente, a esercitare un'azione di lavaggio del filtro.

Lavaggio

Nel caso di pozzi perforati con sistema a rotazione e circolazione di fango e successiva realizzazione di un dreno artificiale sorgono delle difficoltà per rimuovere il fango che viene a trovarsi tra il dreno e il terreno, in quanto l'elevata permeabilità del dreno smorza la velocità dell'acqua nei pressi del fango.

Risulta invece efficace un lavaggio del pozzo con una soluzione in acqua di polifosfati di sodio con concentrazione dello 0,7%-0,8%, che riesce a rompere e far flocculare il pannello di fango che aderisce alla parete del terreno.

Metodi di sviluppo diversi vengono adoperati per pozzi realizzati in formazioni costituite da roccia compatta. Si fa presente infine che per la perforazione è consigliabile adoperare acqua potabile e durante i lavori è opportuno disinfettare periodicamente il pozzo. Analogamente è opportuno disinfettare il materiale costituente il dreno prima di metterlo in opera; per la sterilizzazione e la disinfezione vengono adoperati composti a base di cloro.

3.15 Riattivazione dei pozzi

I pozzi sono soggetti nel tempo a perdere parte della loro efficienza idraulica o a dar luogo a un trascinamento di sabbia dall'acquifero verso il loro interno.

La diminuzione dell'efficienza idraulica si manifesta con una riduzione di portate a parità di livello dinamico nel pozzo o con un abbassamento di tale livello per poter sollevare la stessa portata. In questi casi è opportuno controllare il livello statico: se questo si è abbassato rispetto a quello originario, significa che si è avuto un depauperamento dell'acquifero, che non è quindi in grado di fornire la portata prelevata dal pozzo, che deve perciò essere ridotta; se invece il livello statico della falda non ha subito variazioni, significa che la maggior depressione necessaria per estrarre la stessa portata è dovuta a un intasamento delle aperture del filtro.

L'intasamento del filtro è provocato dalle incrostazioni, dovute principalmente a precipitazione dei carbonati e dei solfati di Ca e Mg e in minor misura dalla precipitazione di composti di Fe e Mn; altre cause di incrostazioni sono la produzione di melma da parte di ferro–batteri e di altri microrganismi similari e il deposito di particelle solide trascinate dall'acqua sulle aperture del filtro. Un'acqua ha caratteristica incrostante quando la sua durezza è superiore a 30 gradi francesi, il pH è maggiore di 7,5, le concentrazioni di Fe e di Mn sono superiori rispettivamente a 2 e a 1 mg/l.

La presenza di sabbia nell'acqua pompata è causata invece dall'azione corrosiva dell'acqua, che tende ad allargare le aperture dei filtri; si tratta quindi di un fenomeno opposto a quello dell'incrostazione.

La corrosione, pur essendo meno frequente dell'incrostazione, può avere effetti più gravi, potendo provocare la rottura della tubazione di rivestimento. La corrosione è dovuta all'azione chimica delle sostanze contenute in alcune acque (acque aggressive) nei riguardi della tubazione di rivestimento e si manifesta con l'asportazione o con la distruzione del materiale che costituisce tale tubazione.

Quando manca il dreno, la corrosione può essere causata anche dall'azione sulla tubazione di rivestimento da parte del terreno circostante, se questo possiede particolari caratteristiche di aggressività. La corrosione del filtro può anche essere dovuta ai trattamenti chimici che vengono effettuati per rimuovere le incrostazioni dal filtro stesso.

Sul fenomeno della corrosione si riferirà più dettagliatamente nel capitolo 4; qui si ricorda solo che essa agisce principalmente sui metalli ferrosi e che quindi può essere efficacemente contrastata adoperando filtri e tubazioni di rivestimento resistenti alla corrosione (acciaio inossidabile o con rivestimenti protettivi adeguati, ottone, PVC, vetroresina).

Si accenna ora agli accorgimenti da adottare per prevenire l'incrostazione del filtro e gli interventi di pulizia dalle incrostazioni durante l'esercizio del pozzo.

L'entità delle incrostazioni aumenta al crescere della velocità dell'acqua che attraversa il filtro; è perciò opportuno adoperare filtri con un elevato grado di aperture (sempre però entro i limiti indicati nel paragrafo 3.12) ed evitare di estrarre portate troppo elevate. Inoltre è consigliabile procedere alle operazioni di disincrostazione con una certa frequenza, impedendo che l'occlusione del filtro superi determinati limiti.

Per quanto concerne i lavori di pulizia, è opportuno individuare prima la natura delle incrostazioni, che possono essere in prevalenza costituite da carbonati di Ca e Mg, da ossido di Fe, da silicato di Al e da materiali organici. Le incrostazioni formate da carbonati di Ca e Mg vengono disciolte da acido cloridrico (al 15%), che ha una minore efficacia sugli ossidi di Fe e Mn, e da acido sulfammico ($NH_2\,SO_3\,H$) al 15%, che esercita però un'azione più lenta.

L'acido idroacetico ($C_2\,H_6\,O_3$) viene impiegato per le incrostazioni dovute a precipitati di Fe e ai ferro–batteri, che vengono distrutti; agisce anche sui carbonati, però più lentamente dell'acido cloridrico.

Per eliminare le incrostazioni di tipo melmoso formate da colonie batteriche vengono impiegate soluzioni di ipocloriti di Ca e Na, mentre per l'intasamento dei filtri dovuto a limo e argilla trasportati dall'acqua si adoperano dei polifosfati di sodio.

A volte, per distruggere le incrostazioni dovute a più d'una delle cause esposte, il pozzo viene trattato successivamente con due diverse sostanze fra quelle sopra indicate.

Il trattamento viene fatto versando nel pozzo la sostanza da usare fino a coprire tutta la parte filtrante e lasciandola in riposo per 1-2 ore; successivamente si mescola la sostanza stessa per qualche minuto mediante il tubo di immissione, lasciando poi il tutto in riposo per qualche ora; quindi si pistona il pozzo con una certa energia per circa 20' e infine il pozzo viene pulito e spurgato. La disincrostazione del filtro può essere effettuata anche mediante aria compressa o anidride carbonica allo stato solido, che vaporizza subito, per cui, se si chiude il pozzo, dà luogo a un forte e rapido flusso dall'interno verso l'esterno.

Più difficile e di esito meno sicuro sono gli interventi contro la corrosione dei filtri, che si manifesta con l'ingresso di sabbia nel pozzo a causa dell'allargamento delle aperture. La corrosione, quando supera certi limiti, provoca un forte indebolimento o la rottura del filtro, con conseguenti franamenti intorno al pozzo.

Un primo intervento consiste nel calare nel pozzo una tubazione cieca all'interno di quella già in opera, fino a una quota un po' più bassa della zona in cui si è avuta la rottura del filtro e procedendo poi alla cementazione. Affinché quest'ultima operazione possa riuscire bene, è opportuno riempire di inerti il pozzo fino al di sopra del fondo della nuova tubazione, in modo che la sostanza usata per la cementazione vada a posarsi sopra tali inerti, i quali vengono successivamente estratti mediante l'impiego di una sonda o di aria compressa.

È da osservare che dopo l'intervento esposto si riduce la portata estraibile dal pozzo per la diminuzione della superficie filtrante; l'intervento non risulta quindi conveniente, in quanto nel caso che la rottura del filtro sia molto in basso, la parte di filtro che resterebbe in funzione dopo aver calato nel pozzo la tubazione cieca sarebbe troppo piccola e quindi la portata emungibile risulterebbe assai scarsa.

Un altro metodo consiste nell'introdurre all'interno del pozzo una nuova tuba-

zione di rivestimento di diametro minore di quella danneggiata e munita di un filtro con aperture più piccole; ma questo intervento risulta in genere efficace per un periodo limitato, in quanto la sabbia che attraversa il filtro esterno ma non quello interno si arresta nell'intercapedine tra i due filtri e subisce un costipamento, causando una forte riduzione del coefficiente di filtrazione.

Quando per ripristinare un pozzo si rendono necessari interventi costosi e di esito incerto, risulta conveniente abbandonare il pozzo stesso realizzandone un altro nelle vicinanze.

3.16 Prove di pompaggio dai pozzi

Nel paragrafo 3.4.8 sono stati descritti gli studi e le indagini per l'utilizzazione delle falde idriche. Una volta completata la realizzazione di un pozzo o di più pozzi è opportuno effettuare delle prove di pompaggio, allo scopo di poter conoscere meglio le caratteristiche dell'acquifero e poter sapere in che misura risultano verificate le previsioni fatte mediante gli studi e le indagini preliminari su cui si è riferito nel paragrafo 3.4.8, che quasi sempre prevedono nella loro fase conclusiva la realizzazione di pozzi campione e di pozzi spia, l'esecuzione di prove di pompaggio e misure dei livelli piezometrici statici e dinamici della falda.

Le prove di pompaggio dai pozzi definitivi non differiscono sostanzialmente da quelle che vengono effettuate sui pozzi campione. Con tali prove viene innanzi tutto ricavata la curva portate-depressioni, in modo da valutare la portata massima oltre la quale non è conveniente spingere l'emungimento; infatti, costruita tale curva, si osserva in genere che essa, fino a una data depressione, segue, almeno qualitativamente, gli andamenti teorici visti nei precedenti paragrafi, mentre per depressioni maggiori gli incrementi di portata risultano minimi. È opportuno allora non superare il suddetto valore di depressione.

Durante le prove di pompaggio si rileva poi l'andamento della superficie piezometrica mediante pozzi spia, in modo da sapere come varia l'abbassamento piezometrico con la distanza dal pozzo e poter quindi conoscere il raggio di influenza del pozzo.

Un'altra prova molto importante è quella relativa alla risalita del livello nel pozzo una volta che è cessato il pompaggio; tale prova permette di determinare alcune caratteristiche medie dell'acquifero, come il coefficiente di filtrazione, e di stabilire la portata massima estraibile senza depauperare l'aquifero.

Nel caso di più pozzi, oltre a effettuare le prove descritte facendo funzionare successivamente ciascuno dei pozzi da solo, si eseguono prove con più pozzi in funzione, simulando così la successiva fase di esercizio, in modo da poter conoscere l'interferenza tra i pozzi stessi.

Tutte le suddette prove portano a una conoscenza più precisa dell'acquifero che può dar luogo a variazioni più o meno grandi delle iniziali valutazioni di sfruttamento.

È da rilevare poi che, come si è detto nei precedenti paragrafi, solo dopo un periodo più o meno lungo di funzionamento dei pozzi si possono fare stime ancora più precise sulla portata massima estraibile, la quale non deve provocare un depauperamento dell'acquifero; infatti, l'assenza di depauperamento viene dedotta dalla conservazione a lungo tempo dei livelli piezometrici statici della falda.

3.16.1 Le pompe adoperate

L'estrazione dell'acqua dai pozzi profondi viene in genere effettuata mediante pompe sommerse, che sono delle pompe elettriche ad asse verticale di diametro molto piccolo (10–60 cm) e con motore sommergibile, che vengono collocate all'interno del pozzo e comandate dall'alto e che consentono di sollevare delle discrete portate con elevate prevalenze (figura 3.37).

Le pompe sommerse vengono prodotte secondo varie serie; le pompe di ciascuna serie hanno identiche dimensioni, ma motori di varie potenze e sono caratterizzate da curve caratteristiche portata-prevalenza fra loro diverse. La scelta del tipo di pompa da installare viene fatta con gli stessi criteri illustrati nel capitolo 10, relativamente alle pompe in generale.

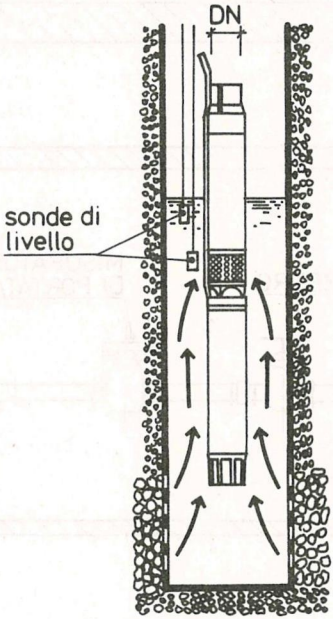


Fig. 3.37 Pozzo con pompa sommersa.

La cameretta contenente tutte le apparecchiature di comando, misura e controllo, detta *testa di pozzo*, è costituita da un piccolo locale che può essere realizzato al di sopra del piano di campagna, in modo da risultare agevolmente accessibile (figura 3.38), oppure essere interrata (figura 3.39), soluzione questa preferibile in presenza di vincoli di natura ambientale. Le apparecchiature che vengono previste sono in genere costituite da una saracinesca di regolazione, un misuratore di portata, un manometro e, se necessaria, una valvola d'aria. È inoltre opportuno prevedere una tubazione per lo scarico del pozzo, che risulta utile sia durante le prove del pozzo stesso che durante l'esercizio, quando è necessario spurgare il pozzo a causa della torbidità dell'acqua pompata.

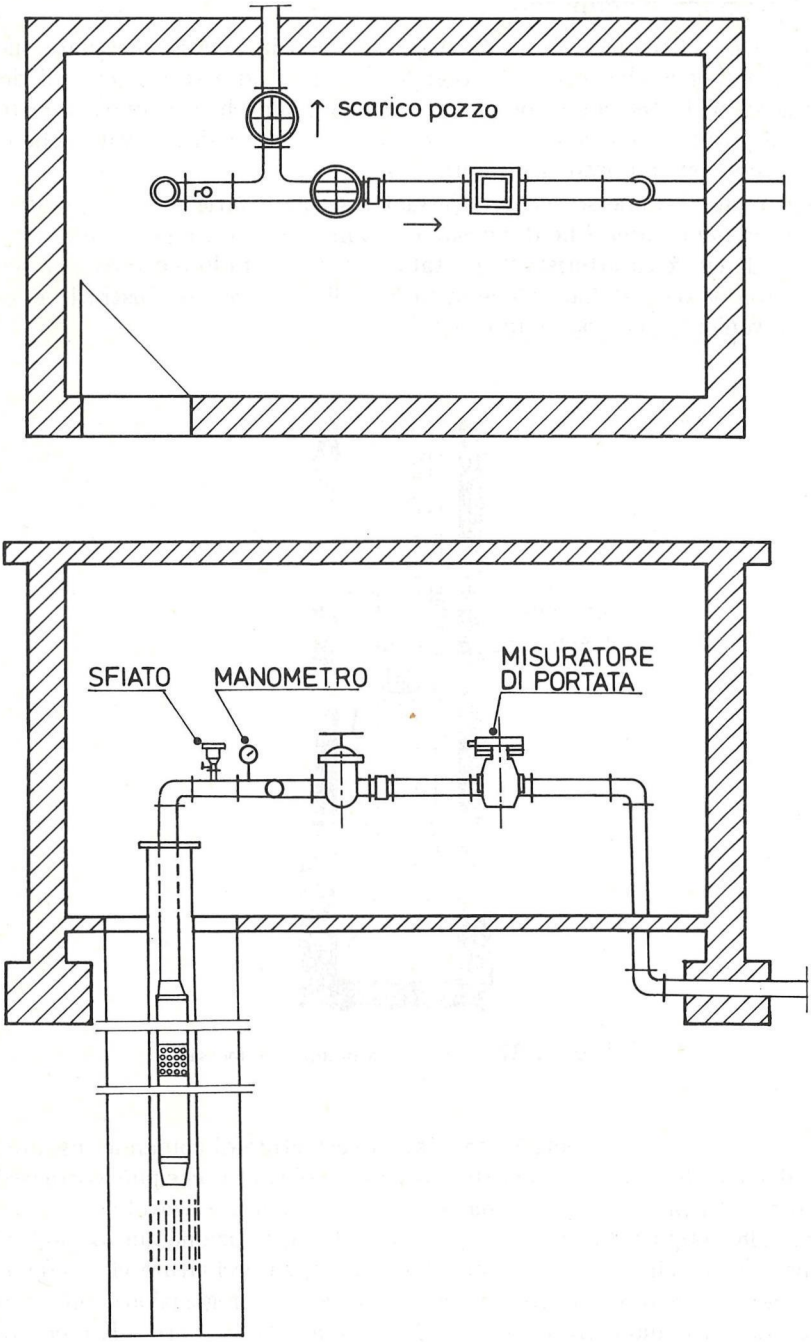


Fig. 3.38 Pozzo con sovrastante cameretta fuori terra; pianta e sezione longitudinale.

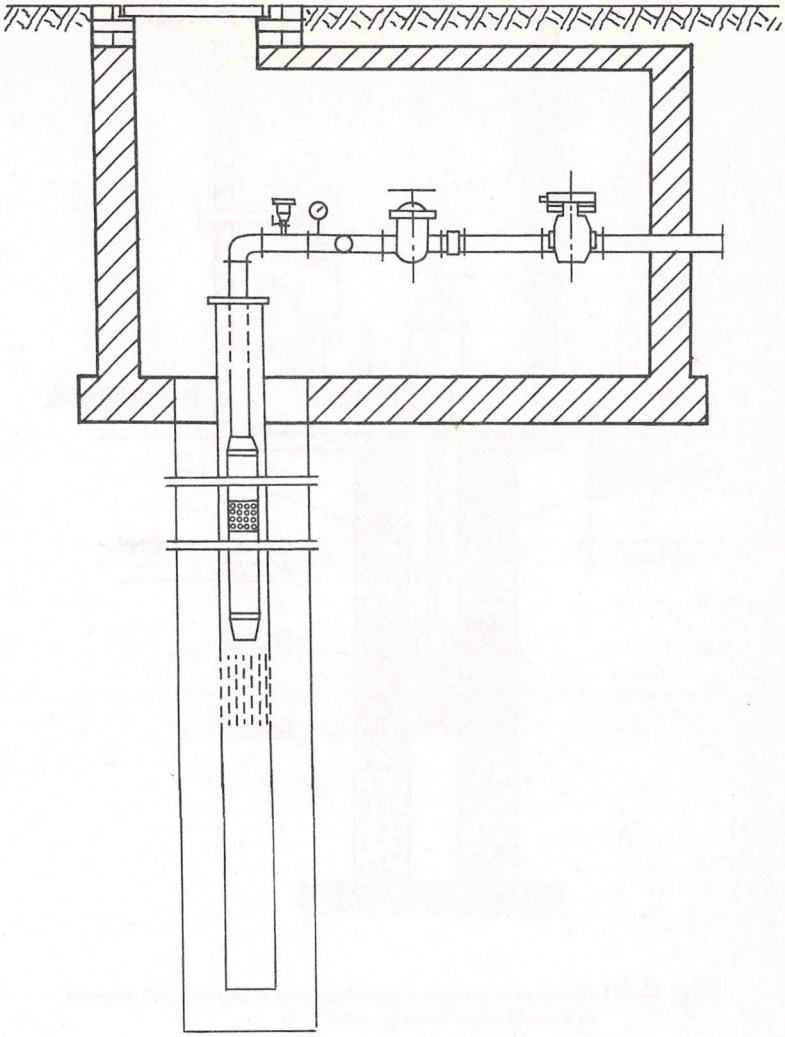


Fig. 3.39 Pozzo con pompa sommersa e cameretta interrata.

Solo nel caso di falde profonde artesiane, con livello piezometrico risalente fino a profondità limitate sotto il piano di campagna possono trovare impiego le normali pompe centrifughe da installare non più di 5–6 m al di sopra del livello dinamico nel pozzo, come si è visto in precedenza a proposito dei pozzi ordinari di grandi dimensioni per falde superficiali: in questo caso andrà realizzato uno scavo di dimensioni molto maggiori di quelle del pozzo fino al piano di posa delle pompe, che saranno alloggiate in un apposito locale al di sotto del piano di campagna (figura 3.40).

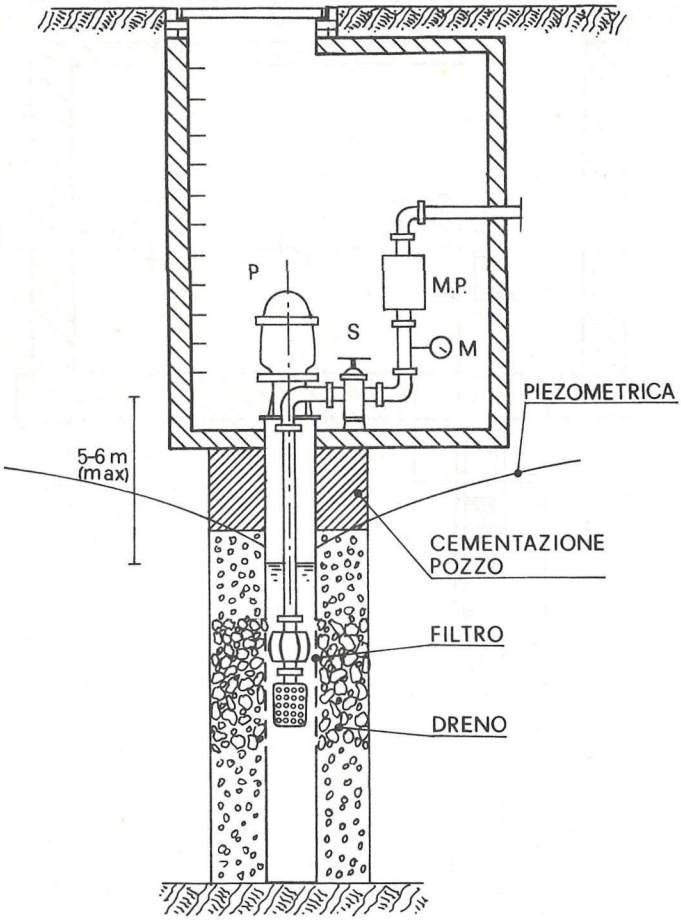


Fig. 3.40 Pozzo con pompa centrifuga con il motore all' interno della sovrastante cameretta.

3.17 Sistemi di pozzi

Come si è visto in precedenza, la portata estraibile da un pozzo non aumenta apprezzabilmente all'aumentare del raggio r_0 del pozzo stesso, per cui, se si vuole captare una portata maggiore, sarà opportuno aumentare il numero dei pozzi, che andranno posti a distanza tale da non influenzarsi a vicenda (con riferimento alle figure 3.20 e 3.21, tale distanza è pari a $2\,R$).

I pozzi potranno essere disposti allineati fra loro o ai vertici di triangoli equilateri, in modo da poter aumentare il loro numero a parità di sviluppo del fronte della falda che viene captata (figura 3.41).

La portata sollevata da ciascun pozzo viene generalmente inviata in una vasca di accumulo separatamente da quelle sollevate dagli altri pozzi, in modo da poter

più facilmente controllare la qualità dell'acqua proveniente dai vari pozzi e individuare quindi eventuali fonti di inquinamento. Se però tale vasca è ubicata a una distanza non trascurabile dal campo pozzi, la portata emunta dai successivi pozzi viene, per motivi economici, inviata a tale vasca mediante un'unica tubazione, di diametro crescente verso valle (figura 3.42).

Dalla vasca ha origine la condotta addutrice, che convoglia la portata verso il serbatoio a servizio del centro abitato o direttamente verso la rete di distribuzione urbana. A seconda della quota geodetica in cui si realizza la vasca, sarà necessario o meno un secondo sollevamento meccanico per far defluire l'acqua verso il centro da servire; l'eventuale impianto di sollevamento avrà un'importanza ben maggiore di quelli che sollevano l'acqua dai singoli pozzi, sia per il valore molto più elevato della portata, sia perché la condotta premente è generalmente assai più lunga delle condotte di collegamento dei pozzi con la vasca di accumulo.

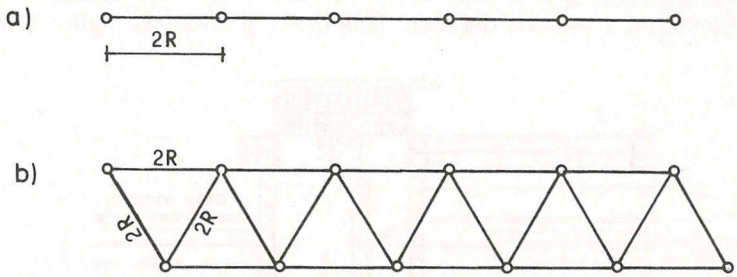


Fig. 3.41 Batterie di pozzi: a) pozzi allineati; b) pozzi posti ai vertici di triangoli equilateri.

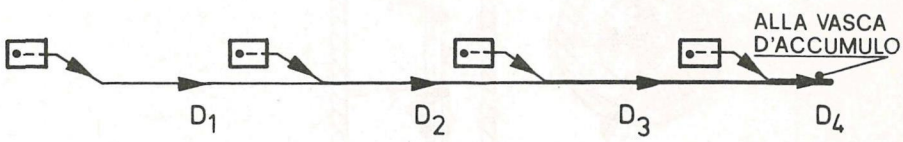


Fig. 3.42 Portata sollevata da una batteria di pozzi e inviata a una vasca di accumulo mediante un'unica tubazione.

Sulla capacità da assegnare alla suddetta vasca, sull'orario di pompaggio, sugli impianti di sollevamento, sui sistemi di protezione delle condotte prementi dal colpo d'ariete e su altri importanti argomenti si riferisce in altri capitoli.

Quando i pozzi vengono realizzati nelle vicinanze del centro abitato da servire la portata emunta viene di solito inviata direttamente nel serbatoio di compenso, evitando di realizzare la vasca di accumulo e l'impianto di pompaggio dell'intera portata. La soluzione di immettere direttamente nella rete di distribuzione la portata proveniente dai pozzi è invece sconsigliabile per motivi di carattere sia tecnico che igienico, anche se, come si vedrà nel capitolo 11, non mancano realizzazioni del tipo descritto.

3.18 Opere di presa da acque superficiali

Le acque superficiali che vengono utilizzate per uso potabile sono principalmente quelle dei laghi naturali o artificiali; quelle dei corsi d'acqua sono captate più raramente e quando ciò viene fatto si cerca di evitare di derivarle direttamente, ricorrendo a prelievi dal subalveo o dagli spazi golenali.

Sulle caratteristiche delle acque superficiali ai fini della potabilità e sui trattamenti necessari a seconda dei casi, si è detto nel capitolo 2.

Le prese dai laghi devono essere ubicate a una distanza dalle rive quanto più possibile elevata e a una distanza minima di 5 m sia dal fondo che dalla superficie libera, per evitare il pericolo di derivare acque con elevata torbidezza o soggette a forti variazioni termiche.

Per laghi artificiali si ricorre spesso alla costruzione di una torre di presa, posta a una certa distanza dalla diga (almeno 30 m) e collegata a una delle rive mediante un pontile; date le forti escursioni del livello liquido dei laghi artificiali, è opportuno prevedere più bocche di presa, munite di succhieruola, a vari livelli, per poter derivare, a seconda dei casi, dalla quota più idonea (figura 3.43).

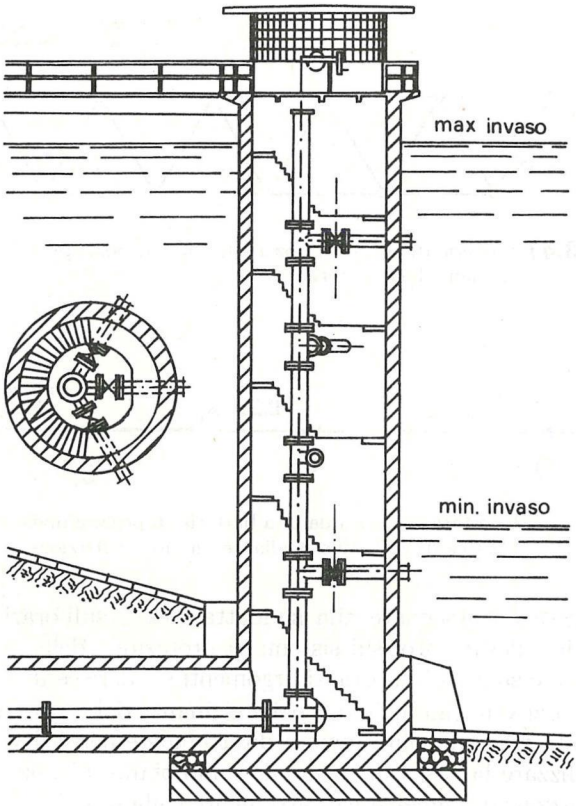


Fig. 3.43 Opera di presa da laghi artificiali.

La più bassa di tali prese deve essere sufficientemente al di sotto del livello di minimo invaso, per evitare l'ingresso d'aria in condotta, e alla distanza minima dal fondo di cui si è detto in precedenza. La torre dovrà avere una cameretta per comandare gli organi di regolazione delle prese.

Per i laghi naturali, nei quali le escursioni di livello sono in genere minori, spesso non si realizza la suddetta torre e l'opera di presa viene ubicata a notevole profondità per motivi di carattere igienico.

Le acque dei fiumi vengono prelevate o direttamente, o dal subalveo, o dalle zone golenali, o esternamente all'alveo. Se il corso d'acqua ha una portata di magra molto maggiore rispetto a quella da prelevare e che defluisce con un tirante idrico sufficientemente elevato, si può realizzare un'opera di presa diretta, costituita da una cameretta in muratura, esterna all'alveo e accessibile mediante una porticina o una botola; tale cameretta è in comunicazione col fiume ed è provvista di una griglia e di una paratoia al suo imbocco, per poterla isolare; in essa pescano le tubazioni di aspirazione dell'impianto di pompaggio, che viene collocato in un piccolo edificio, accessibile dall'esterno (figura 3.44).

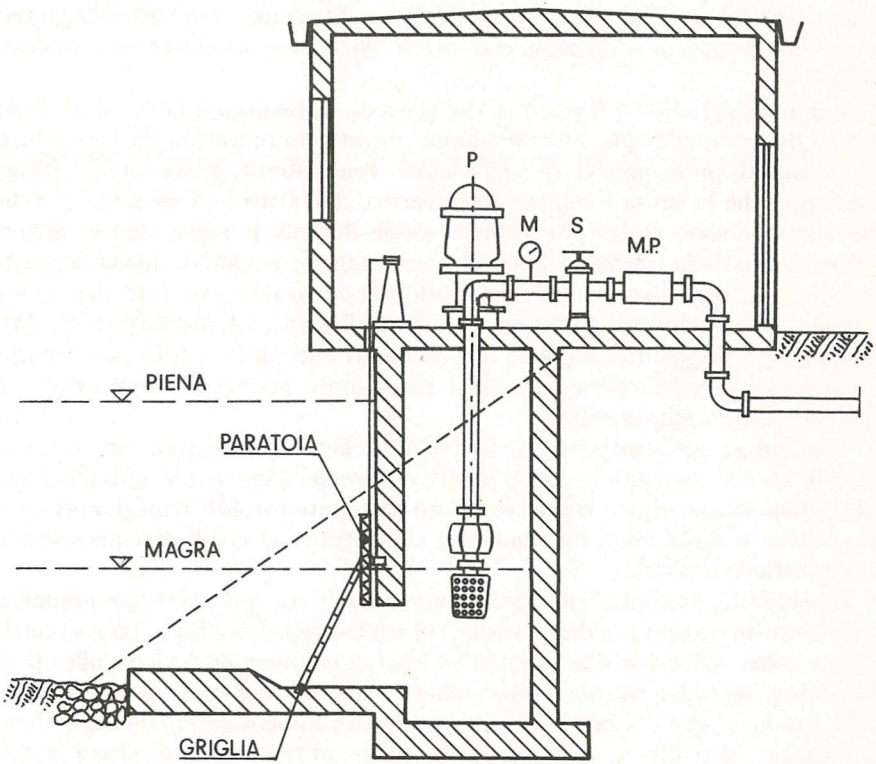


Fig. 3.44 Opera di presa diretta da un corso d'acqua.

Riguardo all'altezza di aspirazione delle pompe e alle apparecchiature dell'impianto di sollevamento vale quanto detto a proposito delle opere di presa dalle sorgenti e dai pozzi. Le tubazioni di aspirazione sono dotate di filtri di presa e pescano sufficientemente al di sotto del livello di magra del corso d'acqua, in modo da restare sempre sotto carico.

Per i corsi d'acqua con livelli idrici di magra molto bassi, per evitare di prelevare le acque a distanza troppo piccola dal fondo o addirittura di non riuscire a captare l'acqua in alcuni periodi, si realizza a valle dell'opera di presa una traversa di altezza modesta, in modo da aver sempre garantito un certo tirante d'acqua. Tale traversa è di altezza molto limitata ed è dotata di bacino di dissipazione a valle, in rilevato o in depressione. Andrà verificato che l'innalzamento del profilo liquido di piena dovuto alla presenza della traversa sia compatibile con le quote delle sommità arginali; se ciò non accade, occorrerà o innalzare gli argini del corso d'acqua o prevedere una traversa parzialmente o totalmente mobile, che possa essere abbattuta durante le piene.

Nei pressi dell'opera di presa viene installato uno sghiaiatore, per evitare l'interramento dell'alveo a monte della traversa. All'opera di presa segue una vasca di calma, che ha la funzione di dissabbiatore, dotata di uno sfioratore e di un altro sghiaiatore. Dalla vasca di calma l'acqua tracima in un'altra vasca, da cui partono le condotte di adduzione, che spesso funzionano a sollevamento meccanico (figura 3.45).

Meno consigliabile è il sistema che prevede di realizzare la presa al di sotto del letto del corso d'acqua, costruendo un pozzetto in muratura da cui ha origine la tubazione di presa munita di sugheruola. Tale sistema, se da un lato presenta il vantaggio che la presa è sempre sotto carico, dall'altro ha l'inconveninte che le acque derivate sono molto più torbide, specie durante le piene, con conseguente peggioramento della qualità dell'acqua e con maggior rischio di intasamento della presa; inoltre, un abbassamento del fondo del corso d'acqua, tutt'altro che improbabile, può facilmente danneggiare l'opera di presa; nei torrenti il cui alveo è ghiaioso, il primo dei due suddetti inconvenienti è di minor entità, ma il pericolo dello scalzamento dell'opera di presa è maggiore e potrebbe essere evitato solo costruendo una briglia a valle.

Comunque, ove possibile, è preferibile il prelievo indiretto dai corsi d'acqua, o mediante vasche costruite in fregio all'alveo, dove le acque che vi giungono hanno modo di depositare, almeno in parte, il loro contenuto torbido, o meglio prelevando dal subalveo o dalla falda direttamente alimentata dal corso d'acqua, mediante gallerie filtranti o pozzi.

Tale sistema presenta l'enorme vantaggio che le acque captate hanno subito un sia pur limitato processo di depurazione per effetto della loro filtrazione nel terreno, per cui a volte, se il corso d'acqua non ha fonti di inquinamento vicine alle opere di presa, esse presentano caratteristiche tali da richiedere dei trattamenti di modesta entità. Per far sì che il fiume possa maggiormente alimentare la falda acquifera da cui si attinge, si ricorre a volte alla realizzazione di traverse di modesta altezza o allo sbarramento del subalveo, mediante diaframmi che giungono fino allo strato impermeabile o meglio ad entrambi gli interventi suddetti.

La traversa, infatti, aumenta il livello idrico del corso d'acqua a monte, per cui si ha una maggiore infiltrazione dell'acqua nel subalveo e una più elevata

alimentazione della falda; il diaframma impedisce che l'acqua del subalveo possa scorrere verso valle, per cui aumenta l'immagazzinamento idrico nel subalveo stesso e, quindi, l'alimentazione della falda. Naturalmente, lo sbarramento del subalveo è più conveniente se questo è prevalentemente ghiaioso.

Le opere di presa che captano dalla falda direttamente alimentata dai corsi d'acqua, gallerie filtranti e pozzi, hanno le stesse caratteristiche di quelle già viste a proposito della captazione delle acque sotteranee.

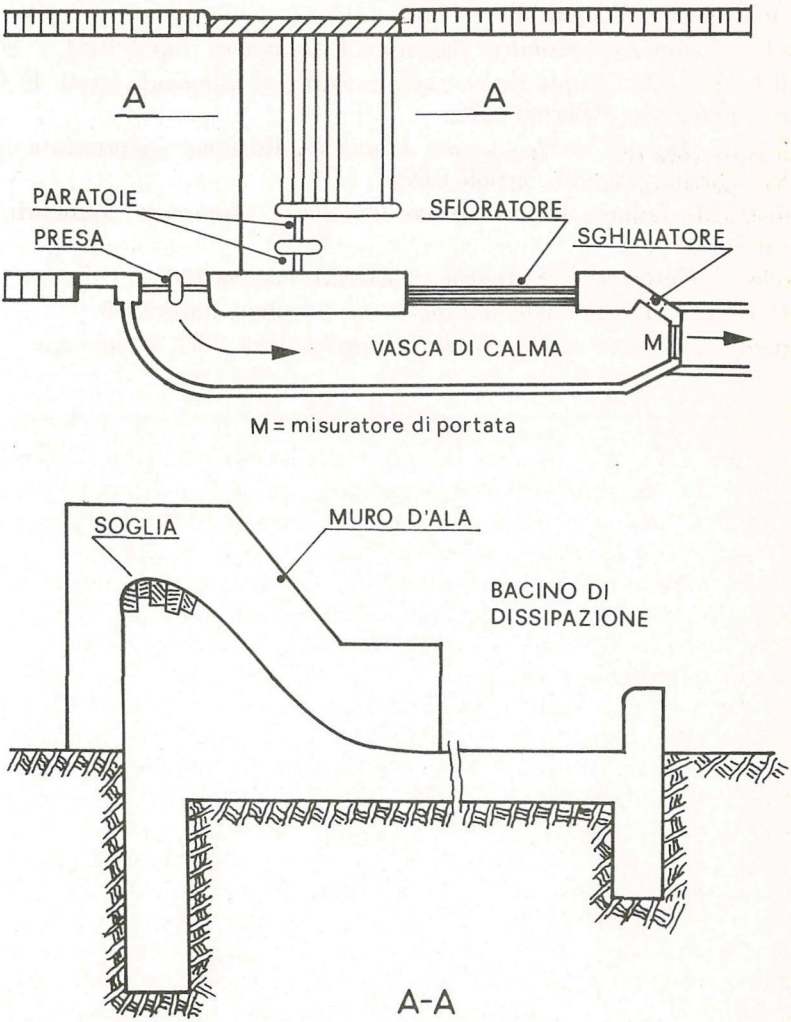


Fig. 3.45 Opera di presa da un corso d'acqua mediante la realizzazione di una traversa; pianta e sezione trasversale.

Bibliografia

Arredi F., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1982.

Calenda G., Margaritora G., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1979.

Canavari M., *Manuale di Geologia Tecnica*, Arti Grafiche Nistri, Pisa 1928.

Chiesa G., *Pozzi per acqua*, Hoepli, Milano 1986.

Chiesa G., *Idraulica delle acque di falda*, Flaccovio, Palermo 1994.

Franzetti S., " Acque sotteranee", in *Manuale dell'Ingegnere*, Colombo, 82^a edizione, vol. 2, Hoepli, Milano 1985.

Frega G., *Lezioni di acquedotti e fognature*, Ed. Liguori, Napoli 1984, 2^a edizizione.

Hamil L., Bel F.G., *Acque sotterranee: ricerca e sfruttamento* (trad. E. Carapezza), Flaccovio, Palermo 1992.

Ippolito G., *Appunti di Costruzioni Idrauliche*, Edizione aggiornata a cura di G. De Martino, Liguori, Napoli 1993.

Marchetti M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche - Acquedotti*, Tamburini, Milano 1947.

Marzolo F., *Costruzioni Idrauliche* , CEDAM, Padova 1963

Réméniéras G., *L'hydrologie de l'ingénieur*, Eyroless, Paris 1980.

Ruggiero C., *Costruzioni Idrauliche*, Pellegrini, Pisa 1955, 4^a edizione.

4

LE TUBAZIONI PER ACQUEDOTTO

4.1 Premesse

La distribuzione dell'acqua nei centri urbani viene sempre effettuata mediante tubazioni in pressione e, nella generalità dei casi, anche l'adduzione dalle zone di captazione a quelle di utilizzazione viene fatta con condotte in pressione. Le tubazioni sono perciò una delle componenti più importanti di un acquedotto e una loro idonea scelta e corretta posa in opera sono elementi fondamentali per la vita e la funzionalità dell'acquedotto stesso.

Per scelta di una tubazione si intende la definizione di tutte le sue caratteristiche ed essenzialmente le seguenti.

– Il diametro interno, molto importante ai fini idraulici, dipendendo da esso la velocità e le perdite di carico.

– Lo spessore, dal quale dipendono sia la resistenza della tubazione alle varie sollecitazioni (pressione interna, peso proprio, carichi esterni dovuti al terreno di rinterro e ai sovraccarichi accidentali, azioni dovute ad appoggi, variazioni termiche, azioni sismiche ecc.) che la durata della tubazione stessa, se si è in presenza di fenomeni corrosivi, dovuti o ad agenti esterni o all'azione del liquido trasportato, che tendono a ridurre progressivamente lo spessore.

– Il materiale della tubazione, che con le sue caratteristiche fisiche, chimiche, meccaniche, gioca un ruolo estremamente importante su molti problemi: il grado di rugosità del materiale e la sua variazione nel tempo hanno un'influenza notevole sulle perdite di carico in condotta; dalle caratteristiche chimiche del materiale dipende la resistenza della tubazione all'azione aggressiva degli agenti esterni e all'azione esercitata dal liquido trasportato; dalle caratteristiche meccaniche del materiale (carico di rottura e di snervamento, moduli di elasticità normale e trasversale) dipende la resistenza della tubazione alle sollecitazioni interne ed esterne; la natura del materiale ha inoltre una grande importanza dal lato igienico.

– L'eventuale rivestimento esterno: infatti l'azione aggressiva dovuta agli agenti esterni agisce non sul materiale della tubazione ma sul rivestimento, che deve perciò essere in grado di fornire idonee garanzie di conservazione nel tempo.

– L'eventuale rivestimento interno: l'eventuale azione aggressiva del liquido trasportato si esplica su di esso; inoltre, le perdite di carico vengono a dipendere dalla scabrezza del rivestimento e non più da quella del materiale della tubazione. Anche in questo caso sarà necessario che il rivestimento interno si conservi nel tempo.

– Il tipo di giunto tra i vari tronchi della tubazione rappresenta un altro elemento

di estrema importanza. Infatti, affinché per la tubazione nel suo complesso sia ammissibile la stessa pressione di esercizio dei singoli tubi, i giunti devono garantire la tenuta per tale pressione; inoltre, alcuni tipi di giunti danno luogo a incrementi delle perdite di carico non trascurabili. Per uno stesso materiale sono possibili più tipi di giunzione, fra i quali va di volta in volta scelto quello più idoneo, in base a considerazioni di carattere sia tecnico che economico.

Ai fini della conservazione nel tempo delle tubazioni, sono di enorme importanza le modalità della loro posa in opera all'interno della trincea di scavo, che giocano un ruolo non trascurabile sulla resistenza delle tubazioni stesse alle sollecitazioni esterne.

I materiali impiegati per le tubazioni d'acquedotto si distinguono essenzialmente in metallici (acciaio e ghisa), cementizi (cemento armato, cemento armato precompresso), plastici: cloruro di polivinile (PVC), polietilene a bassa densità (PEBD), polietilene ad alta densità (PEAD), polipropilene (PP), polipropilene autoestinguente (PPAE), vetroresina (PRFV), che è costituita da una resina termoindurente rinforzata con fibre di vetro. La scelta del materiale più idoneo della tubazione e del tipo di giunto dipende da vari fattori di natura tecnica, igienica ed economica.

4.2 Le normative esistenti

La progettazione, la costruzione e il collaudo delle tubazioni sono regolati in Italia dalla "Normativa tecnica sulle tubazioni", contenuta nel Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12.12.1985, pubblicata sul n.61 della GU del 14.3.1986 e riportata in Appendice.

Tale normativa definisce col termine *tubazione* il complesso dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali che costituiscono le opere di adduzione e/o di distribuzione di acqua per uso potabile, agricolo, industiale e per usi multipli, ovvero le opere di fognatura per la raccolta e l'allontanamento delle acque reflue e di quelle meteoriche. La normativa in esame è unificata, nel senso che stabilisce i criteri di progettazione, realizzazione e collaudo delle tubazioni, come sopra definite, indipendentemente dal materiale delle stesse. Dall'oggetto delle Norme sono esclusi i procedimenti di progettazione, costruzione e controllo di produzione dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali, per i quali esiste una serie di prescrizioni, contenute in diverse NORME UNI, CEI e ISO, relative ai vari materiali delle tubazioni; sono altresì escluse le disposizioni in materia di sicurezza igienica e sanitaria, di competenza del Ministero della Sanità.

Esistono poi altre norme, contenute in varie circolari ministeriali che riguardano specifici problemi (per esempio le "Norme Tecniche per gli attraversamenti e i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie e altre lineee di trasporto", contenute nel DM del Ministero dei Trasporti del 23.2.1971).

Le Norme del DM LL.PP. del 12.12.1985, prevedono che il progetto debba comprendere:

– la caratterizzazione fisica, chimica e sanitaria dei fluidi da trasportare;
– la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni interessati dal tracciato;
– l'esame dei diversi possibili schemi idraulici di funzionamento delle opere, sia durante l'esercizio che in fase di collaudo, in base a cui va effettuato il dimensio-

namento idraulico e statico delle tubazioni;
– l'analisi delle situazioni ambientali, in quanto elementi vincolanti nello studio del tracciato e del profilo delle tubazioni.

In base ai suddetti elementi va opportunamente circostanziata la scelta del materiale delle tubazioni, del tipo di giunto, dei pezzi speciali, dei diametri interni, degli spessori, degli eventuali rivestimenti interni ed esterni e di qualsiasi altro importante elemento progettuale.

Il progetto deve poi prendere in esame l'interazione tra i tubi e i fluidi trasportati e tra i tubi e i terreni di posa, che possono nel tempo alterare in modo molto marcato le caratteristiche originarie delle tubazioni stesse, come si è gia detto nel precedete paragrafo.

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza delle tubazioni, le Norme definiscono pressione di esercizio p_E il massimo valore della pressione p che può verificarsi in asse alla tubazione per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni Δp, che si manifestano durante fenomeni transitori; in assenza di calcoli specifici, e in ogni caso per le reti di distribuzione con diametri fino a 350 mm, andrà assunto per il Δp, conseguente a manovre di regolazione del sistema, un valore di 2,5 Kgf/cm^2, indipendentemente dal tipo di tubazione impiegato.

Le Norme prevedono poi che debba essere determinato lo stato di tensione dovuto a tutte le sollecitazioni, quali il peso proprio, il peso del terreno di rinterro, i sovraccarichi esterni (statici e dinamici), le variazioni termiche, le azioni sismiche ecc.; determinata la tensione massima di trazione, che si manifesta in un dato punto della sezione trasversale in conseguenza a tutte le sollecitazioni suddette, viene definita pressione equivalente p_0 la pressione assiale [1] che conferisce al tubo tensioni di trazione pari alla suddetta tensione massima (p_0 può essere calcolata con la nota formula di Mariotte, riportata nel seguito).

Le Norme definiscono poi pressione nominale p_N della tubazione la somma della pressione di esercizio e di quella equivalente:

$$p_N = p_E + p_0 \tag{4.1}$$

Il dimensionamento statico delle tubazioni, dei giunti, dei pezzi speciali deve essere effettuato in base a una pressione interna pari a quella nominale p_N, senza considerare le forze esterne; il contributo alle tensioni dovuto a tutte le sollecitazioni esterne viene quindi equiparato a quello che deriva dalla maggiorazione della pressione interna dal valore di esercizio p_E al valore nominale p_N.

I tubi, i giunti e i pezzi speciali sono normalmente prodotti in serie e vengono caratterizzati in base al valore della pressione nominale; andranno quindi impiegati tubi, giunti e pezzi speciali aventi una pressione nominale maggiore di quella cui essi possono essere sottoposti durante l'esercizio, che è data dalla (4.1).

Si fa presente che la pressione equivalente p_0 risulta spesso trascurabile rispetto alla pressione di esercizio p_E, per cui la scelta della classe di pressione della

[1] Si tratta di una pressione interna valutata in corrispondenza dell'asse della tubazione. Per determinare gli sforzi cui dà luogo va considerata diretta radialmente, secondo tutte le direzioni, nella sezione trasversale del tubo.

tubazione può essere fatta in base alla p_E. Ciò non accade, in genere, per le tubazioni di grande diametro e per quelle di tipo flessibile, nelle quali le sollecitazioni generano delle deformazioni non trascurabili e risulta perciò indispensabile prendere in esame tutte le azioni esterne, determinando la relativa pressione equivalente p_0 da sommare alla p_E per ottenere la pressione nominale p_N. Nelle tubazioni di materiale plastico o in resine rinforzate, che risultano abbastanza deformabili anche se non sono di grande diametro, le azioni esterne possono indurre sollecitazioni paragonabili a quelle dovute alla pressione interna.

La normativa prevede poi i controlli e le prove che devono essere effettuati in fabbrica per le tubazioni dei vari materiali, nei riguardi sia della pressione interna che di forze esterne (prova di flessione, di flessione trasversale, di schiacciamento, di fessurazione ecc.), per poter assegnare alle tubazioni stesse una determinata classe di pressione nominale; la normativa indica anche le modalità delle prove stesse, che sono quelle contemplate in diverse NORME UNI e, per alcuni materiali, indica anche il rapporto tra le condizioni di lavoro delle tubazioni e le condizioni delle prove di riferimento.

La normativa pone poi dei limiti alle sovrappressioni dinamiche di colpo d'ariete Δp in funzione della pressione idrostatica, indipendentemente dal tipo di materiale impiegato, limiti riportati nella tabella 4.1; ovviamente in molti casi risulta necessario prevedere adeguati sistemi di protezione dal colpo d'ariete per rispettare i limiti suddetti. Le Norme precisano inoltre che, indipendentemente dalla pressione nominale p_N, i tubi devono essere idonei a sopportare una sovrappressione dinamica Δp non inferiore a 2 Kgf/cm^2, salvo diversa specifica indicazione di progetto e che dovrà essere posta particolare attenzione all'insorgenza di depressioni durante i fenomeni di moto vario.

Tab. 4.1 Massime sovrappressioni di colpo d'ariete ammissibili secondo il D.M. LL. PP. del 12.12.1985

Pressione idrostatica (Kg/cm^2)	< 6	6 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30
Sovrappressioni massime di colpo d'ariete (Kg/cm^2)	3	3 ÷ 4	4 ÷ 5	5 ÷ 6

Per quanto riguarda la fase realizzativa delle opere, le Norme contengono delle precisazioni sui controlli da effettuare negli stabilimenti e nei cantieri per l'accettazione dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali, che devono essere accompagnati dalla certificazione delle prove effettuate in stabilimento a controllo della produzione; altre prescrizioni riguardano le operazioni di carico, trasporto, scarico e accatastamento dei tubi, che devono essere effettuate con modalità e mezzi tali da evitare qualsiasi possibilità che si verifichino alterazioni delle caratteristiche dei tubi stessi o dei rivestimenti; infine, lo sfilamento dei tubi deve essere effettuato evitando il loro strisciamento.

Prima della posa, i tubi, i giunti e i pezzi speciali vanno accuratamente controllati, scartando l'impiego di quelli che dovessero risultare danneggiati e ripristinando l'eventuale rivestimento, se i danni riguardano solo questo. Dovrà evitarsi che durante la posa penetrino all'interno delle tubazioni dei detriti, che potrebbero danneggiare le tubazioni stesse o i loro rivestimenti. Il fondo dello scavo

su cui vanno posati i tubi deve essere spianato e livellato, eliminando qualsiasi asperità che possa danneggiare i tubi o il rivestimento. Nel caso si renda necessario realizzare un letto di posa o impiegare per il rinterro materiali diversi da quelli provenienti dallo scavo, dovrà essere accertato che non insorgano fenomeni corrosivi, altrimenti andranno adottate adeguate contromisure.

La posizione dei tubi all'interno della trincea di scavo non deve mai essere realizzata mediante appoggi discontinui, quali pietre, mattoni o altro, in quanto il piano di posa deve garantire un'assoluta continuità di appoggio. Nei tratti in cui sono possibili degli assestamenti, dovranno adottarsi particolari provvedimenti, come l'impiego di giunti adeguati o appoggi discontinui stabili, quali selle o mensole; in tale ultimo caso, il contatto tra tubi e selle di appoggio andrà realizzato con l'interposizione di materiale idoneo e per le tubazioni metalliche dovranno essere inserite, in corrispondenza dei punti di appoggio, delle membrane isolanti per la protezione catodica.

Qualora in corso d'opera venga completato o ripristinato il rivestimento protettivo esterno di tubazioni metalliche o con armatura metallica, al termine delle operazioni andranno eseguite determinazioni della resistenza di isolamento dei tubi per tronchi isolati, al fine di individuare eventuali punti di discontinuità del rivestimento, ripristinando la continuità dello stesso. Le Norme precisano poi che le estremità dei tubi e dei pezzi speciali da giuntare e le eventuali guarnizioni devono essere perfettamente pulite e che le operazioni di giunzione devono essere effettuate secondo opportune modalità, a seconda del tipo di tubo e della pressione di esercizio, accertando la loro perfetta riuscita mediante le prove idrauliche di cui si dirà nel seguito.

Al termine delle operazioni di giunzione occorre procedere a un rinterro parziale di ciascun tratto di tubazione con un limitato ricoprimento sulla generatrice superiore dei tubi, lasciando scoperti i giunti; il terreno di rinterro va disposto nella trincea in modo uniforme, in strati di spessore opportuno, costipato sotto e lateralmente al tubo, per ottenere un appoggio stabile e impedire spostamenti laterali. Ultimate le operazioni di giunzione dei tubi e il rinfianco, il tronco di condotta deve essere sottoposto a prova idraulica, con pressione, durata e modalità stabilite in progetto in funzione del tipo di tubazione e di giunto, della pressione di esercizio ecc. La prova, eseguita a giunti scoperti, è ritenuta positiva sulla scorta delle indicazioni del manometro e dell'esame visivo dei giunti e deve essere ripetuta dopo il rinterro definitivo, da effettuare con materiale idoneo disposto per strati successivi, spianati e compattati, dopo aver eliminato le pietre di maggior dimensione.

In fase di collaudo vanno effettuate prove di tenuta con una pressione $p_C = 1,5\,p_E$, con un valore minimo di $p_C = p_E + 2$ Kgf/cm^2 (salvo maggiori valori indicati nel capitolato speciale d'appalto); per le tubazioni funzionanti a pelo libero, le pressioni di prova devono essere uguali a quelle esercitate da un'altezza di liquido pari al dislivello tra l'asse della tubazione e il piano di campagna e vanno effettuate per tratti nei quali tale dislivello abbia variazioni massime contenute entro 0,50 m.

4.3 I vari tipi di tubazione

Si illustrano ora le più importanti caratteristiche delle tubazioni dei materiali più

comunemente impiegati negli acquedotti, mettendo in luce i principali vantaggi e svantaggi che tali materiali presentano nelle varie condizioni di impiego, così da potere fornire un quadro abbastanza chiaro anche sui criteri di scelta dei materiali, del tipo di giunto e degli eventuali rivestimenti esterni ed interni delle tubazioni.

4.4 Tubazioni di ghisa

I tubi di ghisa vengono adoperati per gli acquedotti sin da epoche molto remote, risalendo le loro prime utilizzazioni al Rinascimento. Anche oggi il loro impiego è molto diffuso, soprattutto grazie alla proprietà di presentare una soddisfacente resistenza all'azione corrosiva dei liquidi trasportati e dell'ambiente esterno, resistenza comprovata dal loro stato di conservazione riscontrato dopo tempi di esercizio lunghissimi.

Fino agli inizi degli anni cinquanta è stata impiegata nella produzione dei tubi esclusivamente la ghisa grigia ordinaria di seconda fusione, ottenuta dalla fusione di una mescolanza di ghisa d'alto forno e di rottami di ghisa in proporzioni opportune. Successivamente ha trovato impiego la ghisa sferoidale, scoperta negli USA nel 1948 dalla International Nickel Company, che ha caratteristiche molto migliori di quella grigia e che ha soppiantato ormai da vari anni l'utilizzo di quest'ultima, che attualmente viene adoperata pochissimo nella realizzazione dei tubi.

La differenza tra i due tipi di ghisa non è dovuta al contenuto di carbonio, che è pressoché lo stesso nelle due leghe ferrose (3,75% nella ghisa sferoidale e 3,65% in quella grigia), ma alla configurazione nettamente diversa dei cristalli di grafite, che sono presenti sotto forma di lamelle nelle ghisa grigia (figura 4.1) e di piccole sfere in quella sferoidale (figura 4.2); tale ultima configurazione è stata ottenuta aggiungendo nella lega una quantità minima di magnesio (0,03%). Rispetto alla ghisa grigia, la ghisa sferoidale ha una struttura molecolare molto più omogenea e presenta caratteristiche meccaniche ben più elevate, che sono paragonabili a quelle di un acciaio; inoltre possiede una minore fragilità, una maggiore resistenza alla corrosione e all'usura e caratteristiche migliori di lavorabilità. La resistenza a rottura a trazione, che è quella che più interessa per le tubazioni in pressione, è passata da valori dell'ordine di 150−350 N/mm^2 per la ghisa grigia a valori dell'ordine di 400−800 N/mm^2 e oltre per la ghisa sferoidale.

Fig. 4.1 Micrografia di una ghisa grigia.

Fig. 4.2 Micrografia di una ghisa sferoidale.

L'elevata resistenza della ghisa sferoidale ha consentito di ridurre notevolmente lo spessore delle tubazioni, che sono divenute molto più leggere, rendendo

così assai più semplici ed economiche le operazioni di carico, trasporto, scarico, posa in opera ecc. È così diminuito il forte divario di peso in precedenza esistente tra i tubi di ghisa e quelli di acciaio, a parità di diametro e di pressione di esercizio; inoltre, le pressioni nominali dei tubi di ghisa sferoidale hanno raggiunto valori più elevati nelle normali produzioni di serie (fino a 400 N/cm^2 per diametri nominali DN fino a 200 mm; la massima pressione nominale va poi diminuendo in funzione del diametro, scendendo a 310 N/cm^2 per DN=600 mm e a 250 N/cm^2 per DN=1400 mm).

Numerosi studi hanno confermato per la ghisa sferoidale una buona resistenza alla corrosione, già in precedenza riscontrata per la ghisa grigia; sembra, anzi, che la ghisa sferoidale presenti un miglioramento di tale importante caratteristica. Inoltre, l'impiego piuttosto recente dei giunti elastici con anello di gomma, realizzando una discontinuità elettrica della tubazione, ha introdotto un ulteriore importante elemento di protezione dalla corrosione.

Per quanto riguarda la realizzazione dei tubi di ghisa, esistono due sistemi di fabbricazione: quello comune o per colata e quello per centrifugazione. Col sistema comune, che è anche il più antico e ormai quasi del tutto abbandonato, i tubi vengono ottenuti mediante una colata verticale di ghisa entro forme fisse e successivo lento raffreddamento.

Il sistema per centrifugazione, che da diversi anni ha sostituito quello per colata, consiste nell'effettuare una colata di ghisa in conchiglie metalliche o in forme di sabbia, mantenute in rapida rotazione intorno al proprio asse, che è disposto orizzontalmente, e raffreddate dall'esterno con getti d'acqua. Poiché la ghisa dei tubi così ottenuti risulta superficialmente molto dura e ciò è causa di fragilità, da oltre 60 anni si esegue, dopo la centrifugazione, la ricottura dei tubi stessi in appositi forni, a una temperatura di circa 900 °C, in modo da ovviare al suddetto inconveniente. Con la ricottura viene decomposta la cementite, formatasi per il rapido raffreddamento della ghisa dopo la centrifugazione e il materiale subisce, inoltre, un trattamento di ferritizzazione che gli conferisce una "matrice ferritica".

4.4.1 I tubi di ghisa sferoidale

Si illustrano ora le principali caratteristiche dei soli tubi di ghisa sferoidale, tralasciando quelli di ghisa grigia ordinaria, che sono attualmente quasi del tutto in disuso.

La produzione dei tubi di ghisa sferoidale viene effettuata in base alla NORMA ISO 2531–86, giudicata rispondente alle esigenze nazionali dalla Commissione Tecnica dell'UNISIDER (NORMA UNI ISO 2531–88).

Il diametro nominale DN è un elemento caratteristico della produzione dei tubi, che non coincide né col diametro esterno D_e, né con quello interno D_i, pur essendo a questi abbastanza prossimo; ciò è molto importante e deve essere tenuto presente nel calcolo delle perdite di carico per attrito, che sono una funzione inversa del diametro interno D_i elevato a un coefficente molto prossimo a 5, per cui il determinare le perdite introducendo il DN al posto di D_i conduce a risultati affetti da errori notevoli.

A parità di DN esistono, in genere, tubi di diverso spessore, appartenenti a più classi di pressione nominale p_N; è da notare che, per facilitare l'intercambialità dei pezzi, l'unificazione delle varie classi viene fatta sul diametro esterno D_e, nel

senso che, per un dato DN, il D_e è sempre lo stesso e gli aumenti di spessore sono ottenuti con una diminuizione del diametro interno D_i.

La NORMA ISO fornisce la seguente formula per il calcolo dello spessore s dei tubi e dei raccordi in ghisa sferoidale:

$$s = K\,(0,5 + 0,001\,DN) \tag{4.2}$$

Nella (4.2) s e DN sono espressi in mm e K è un coefficente che va scelto nella serie dei numeri interi 8–9–10–11–12–14. È interessante confrontare la (4.2) con la nota formula di Mariotte:

$$s = s_0 + \frac{p_N\,D_i}{2\,\sigma} \tag{4.3}$$

nella quale p_N è la pressione nominale e σ il carico di sicurezza a trazione del materiale espressi nella stessa unità di misura (per esempio in N/cm^2), D_i è il diametro interno del tubo e s_0 uno spessore addizionale, indipendente dalla pressione, che si assegna al tubo, sia per esigenze di fabbricazione che per far fronte a eventuali riduzioni dello spessore s nel tempo per fenomeni corrosivi; s, s_0 e D_i sono espressi nella stessa unità di misura.

Dal confronto della (4.2) con la (4.3), trascurando la differenza tra D_N e D_i, risulta:

$$s_0 = 0,5\,K \tag{4.4}$$

$$0,001\,K = \frac{p_N}{2\,\sigma} \tag{4.5}$$

Dalla (4.5) si vede che tubi fabbricati in base a un certo valore di K dovrebbero avere la stessa pressione nominale p_N indipendentemente dal diametro; ma ciò in effetti non accade, come si vedrà in seguito.

I tubi vengono in genere prodotti in base a un valore di K=9, i raccordi per valori di K pari a 12 o a 14. Nella tabella 4.2 sono riportati i diametri nominali DN, i diametri esterni D_e, gli spessori s, la massa per unità di lunghezza e la massa del bicchiere dei tubi in ghisa sferoidale prodotti in base alla NORMA ISO 2531–86 e muniti di giunti a bicchiere: per $DN > 200$ gli spessori sono appunto calcolati mediante la (4.2) con K=9, per cui risulta:

$$s = 4,5 + 0,009\,DN \tag{4.6}$$

Per tubi con 65 $\leq$DN$\leq$ 200, lo spessore s viene calcolato con la seguente formula, che fornisce degli spessori un po' maggiori:

$$s = 5,8 + 0,003\,DN \tag{4.7}$$

per $DN < 65$, $s = 6$ mm.

La produzione dei tubi di ghisa sferoidale si arresta in Italia al DN= 700 mm; nella tabella 4.3 sono riportati gli elementi caratteristici dei tubi di normale produzione della TUBI GHISA S.p.A., predisposti per la giunzione mediante

giunto elastico Rapido 2 GS. A parte lievi differenze nei valori delle masse, tali elementi non differiscono da quelli relativi ai tubi predisposti per giunzione con giunto elastico EXPRES 2 GS (sui suddetti tipi di giunti si riferisce nel seguito). Su richiesta, possono ottenersi tubazioni di maggiore spessore per pressioni di esercizio più elevate. I tubi vengono generalmente prodotti in barre della lunghezza di 6 m.

Tab. 4.2 Dimensioni e masse dei tubi di ghisa sferoidale prodotti secondo la NORMA ISO 2531/74

Tipo di giunto		a bicchiere a flange a collare saldate di testa	
Diametro nominale DN (mm)	Diametro esterno DE (mm)	Spessore (mm)	Massa lineica (kg/m)
40	56	6	6,6
50	66	6	8
60	77	6	9,4
65	82	6	10,1
80	98	6	12,2
100	118	6,1	15,1
125	144	6,2	18,9
150	170	6,3	22,8
200	222	6,4	30,6
250	274	6,8	40,2
300	326	7,2	50,8
350	378	7,7	63,2
400	429	8,1	75,5
500	532	9	104,3
600	635	9,9	137,1
700	738	10,8	173,9
800	842	11,7	215,2
900	945	12,6	260,2
1000	1048	13,5	309,3
1200	1255	15,3	420,1
1400	1462	17,1	547,2
1600	1668	18,9	690,3
1800	1875	20,7	850,1
2000	2082	22,5	1026,3

La NORMA ISO prescrive che dai tubi, dai raccordi e dai pezzi accessori per condotte debbano prelevarsi delle provette, da sottoporre a prove di trazione, che devono dar luogo ai valori di resistenza e di allungamento percentuale a rottura riportati nella tabella 4.4. I tubi devono inoltre essere sottoposti in officina a una prova idraulica per una durata di almeno 10 s a una pressione il cui valore, in funzione del coefficente K della (4.2), è dato dalle:

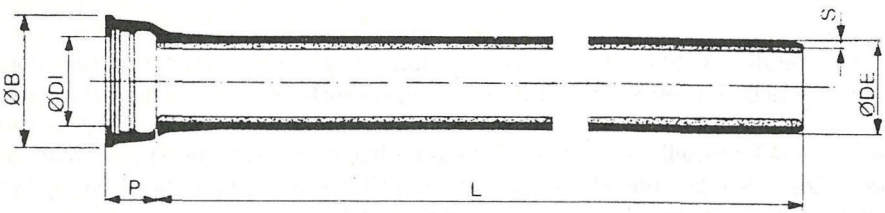
per DN da 40 a 300, $p = 0,5\,(K+1)^2$ con una massimo di 10 N/mm^2
per DN da 350 a 600, $p = 0,5\,K^2$ con una massimo di 8 N/mm^2

per DN da 700 a 1000, $p = 0,5\,(K-1)^2$ con una massimo di 6 N/mm^2
per DN da 1200 a 2000, $p = 0,5\,(K-2)^2$ con una massimo di 4 N/mm^2
per DN da 2200 a 2600, $p = 0,5\,(K-3)^2$ con una massimo di 2,5 N/mm^2

Per i diametri $DN \leq 700$ di produzione della TUBI GHISA S.p.A. sono riportati nella tabella 4.5 i valori della pressione di prova che si ottengono per K=9 e quelli della pressione nominale p_N; si osserva che la pressione nominale non resta costante, come si dedurebbe dalla (4.5), ma diminuisce all'aumentare del diametro. Ciò è dovuto al fatto che tubi prodotti in base a uno stesso K hanno, per la (4.4), uno spessore addizionale s_0, il cui effetto è ovviamente maggiore per i diametri più piccoli.

Tab. 4.3 Caratteristiche dei tubi di ghisa sferoidale con giunto rapido 2 GS di normale produzione della TUBI GHISA S.p.A.

diametro nominale	lungh. utile media	canna		bicchiere			massa media			
							tubo		unitaria	
DN		S	DE	DI	P	B	ghisa	totale	ghisa	totale
mm	m	mm	mm	mm	mm	mm	kg	kg	kg/m	kg/m
60	6	6	77	80	87	145	59	67	10	11
80	6	6	98	101	90	168	76,5	87,5	13	14,5
100	6	6,1	118	121	92	189	95	108	16	18
125	6	6,2	144	147	95	216	119	136	20	22,5
150	6	6,3	170	173	98	243	144	164	24	27,5
200	6	6,4	222	225	104	296	194	223	32,5	37
250	6	6,8	274	277	104	353	255	291	42,5	48,5
300	6	7,2	326	329	105	410	323	366	54	61
350	6	7,7	378	381	108	465	403	477	67,5	79,5
400	6	8,1	429	432	110	517	482	567	80,5	94,5
450	6	8,6	480	483	113	575	574	669	96	112
500	6	9	532	535	115	630	669	775	112	129
600	6	9,9	635	638	120	739	882	1009	147	168
700	6	10,8	738	742	145	863	1123	1299	187	216



Tab. 4.4 Risultati delle prove di trazione su provette prelevate dai tubi di ghisa sferoidale, previste dalla NORMA ISO 2531/74

Tipo di pezzo	Carico di rottura $R_R(N/mm^2)$ DN 40-2000	Carico di snervamento $R_S(N/mm^2)$ DN 40-2000	Allungamento % minimo A(%) DN 40-1000	DN 1200-2000
Tubi centrifugati	420	300	10	7
Tubi colati, raccordi e prezzi accessori	400	300	5	5

Tab. 4.5 Pressioni di prova e pressioni nominali dei tubi di ghisa sferoidale prodotti dalla TUBI GHISA S.p.A. in conformità alla NORMA ISO 2531/74

Dn	$p_N(Kgf/cm^2)$	Pressione di Prova (Kgf/cm^2)
60	64	50
80	64	50
100	64	50
125	64	50
150	55	50
200	44	50
250	39	50
300	37	50
350	35	40
400	34	40
450	33	40
500	32	40
600	31	40
700	29	32

4.4.2 Rivestimenti dei tubi di ghisa

Le tubazioni di ghisa di normale produzione sono generalmente dotate di rivestimento interno ed esterno: quello interno è di solito in malta cementizia applicata per centrifugazione, le cui caratteristiche sono regolate dalla NORMA ISO 4179–85, accettata integralmente dall'UNISIDER (NORMA UNI ISO 4179–87); il rivestimento esterno è in genere in zinco (NORMA UNI ISO 8179–86).

Lo spessore normale del rivestimento interno previsto dalla NORMA ISO 4179 è di 3 mm per $DN \leq 300$, di 5 mm per DN da 350 a 600, di 6 mm per DN da 700 a 1200, di 9 mm per DN da 1400 a 2000 e di 12 mm per DN da 2200 a 2600. Per il rivestimento esterno in zinco la NORMA UNI ISO 8179–86 indica i procedimenti

di realizzazione e le principali caratteristiche.

Le ditte produttrici di tubi di ghisa possono fornire, su richiesta, tubazioni con rivestimenti diversi da quelli descritti (per esempio con rivestimenti a base di vernici bituminose).

4.4.3 Giunzioni dei tubi di ghisa

I giunti dei tubi di ghisa sono essenzialmente del tipo a bicchiere e del tipo a flangia. Per le tubazioni interrate il giunto di uso corrente è quello a bicchiere, mentre quello a flangia trova applicazioni in casi particolari.

Nel giunto a bicchiere i tronchi di tubazione sono cilindrici a una delle estremità, mentre all'altra estremità terminano con un allargamento detto bicchiere, che può contenere con un forte gioco l'estremità cilindrica di un'altro tronco di tubo. Fra la superficie interna del bicchiere e quella cilindrica esterna del tubo adiacente deve essere realizzato un dispositivo di tenuta. In passato, il dispositivo classico di tenuta era quello di piombo eseguito a caldo, che consisteva nel ribadire della corda di canapa catramata entro il bicchiere, calando poi nell'ultima parte (per gli ultimi 4 cm circa) del piombo fuso, che veniva poi ribattuto.

Per evitare l'ingresso della corda catramata all'interno della tubazione, l'estremità cilindrica dei tubi di ghisa colati entro forme fisse terminava con un ringrosso esterno detto bordino (figura 4.3); nei tubi centrifugati, in cui il bordino non era realizzabile, in quanto avrebbe impedito l'estrazione del tubo dalla conchiglia, si aveva un ringrosso della superficie interna del bicchiere nella zona in cui penetrava l'estremità cilindrica dell'altro tubo (figura 4.4).

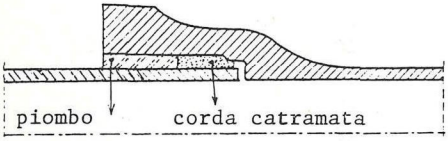


Fig. 4.3 Giunto a bicchiere con piombo a caldo e bordino.

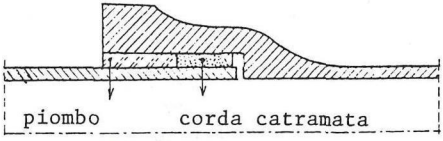


Fig. 4.4 Giunto a bicchiere con piombo a caldo senza bordino.

Il giunto di piombo realizzato a caldo non permetteva di garantire la tenuta per pressioni di esercizio poco più che modeste. Infatti la corda catramata, che inizialmente era in grado di assicurare, anche da sola, un'ottima tenuta idraulica, a contatto con l'acqua subiva nel tempo un deterioramento e veniva in parte asportata, per cui la tenuta era affidata dopo un certo tempo al solo piombo. Questo, d'altra parte, solidificandosi, era soggetto a ritiro e a fessurazioni, per cui doveva essere ribattuto dopo il raffredamento; ma l'operazione di ribattitura, per quanto ben eseguita, non aveva efficacia che per un tratto terminale della lunghezza massima di 2 cm, la quale, per cause varie, non si dimostrava efficiente a garantire per lungo tempo una perfetta tenuta a elevate pressioni di esercizio. Per giunta, l'efficienza del giunto non poteva essere comprovata neanche dalle prove di tenuta in corso d'opera o in sede di collaudo, in quanto, come si è detto, la corda catramata era inizialmente in grado di garantire la tenuta anche da sola.

Un tipo particolare di giunto a bicchiere, atto a resistere a pressioni di eser-

cizio elevatissime (fino a 150 atmosfere) fu ideato da Conti, che lo impiegò nella realizzazione dell'acquedotto di Siena, per cui viene denominato anche "giunto tipo Siena". Tale giunto non faceva uso di corda catramata, ma solo di piombo ribadito a freddo; veniva realizzato ribadendo spira per spira, per tutta l'altezza del bicchiere, una spirale di quadrello di piombo di sezione di circa 16×10 mm (figura 4.5). In tale giunto, la superficie interna del bicchiere aveva delle scanalature o una svasatura che si opponevano alla tendenza all'espulsione del piombo per effetto della pressione interna; a volte poi, in corrispondenza delle scanalature interne si inseriva una corda di zinco, con lo scopo di mantenere il piombo nella sua posizione. Per questo tipo di giunto era sufficiente una minor lunghezza del bicchiere.

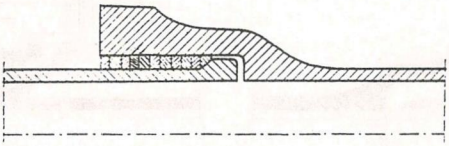


Fig. 4.5 Giunto a bicchiere con piombo a freddo.

Nei giunti a bicchiere descritti il gioco esistente tra bicchiere e canna del tubo era molto utile, consentendo delle deviazioni angolari di alcuni gradi tra due successivi tronchi di tubo, riducendo così la necessità di inserire dei pezzi speciali.

Tali giunti sono oggi ormai del tutto superati da nuovi tipi nei quali la tenuta è affidata a un anello di gomma, resistente all'invecchiamento, che viene a essere fortemente schiacciata fra la superficie interna del bicchiere e la superficie cilindrica esterna del tronco di tubo adiacente.

Fra i tipi di giunti elastici a bicchiere si citano innanzi tutto il giunto rapido e il giunto express (NORME UNI 9163–87 e 9164–87). Nel giunto rapido la tenuta è ottenuta mediante una guarnizione di gomma, inserita in un apposito alloggiamento, opportunamente sagomato all'interno del bicchiere; tale guarnizione viene compressa contro la canna cilindrica del tronco di tubo che viene imboccato nel bicchiere stesso (figura 4.6). Leggere deviazioni angolari sono consentite dall'incavo esistente nel bicchiere prima dell'alloggiamento della guarnizione.

Nel giunto express la compressione della guarnizione di gomma è ottenuta mediante una controflangia fissata con bulloni, la cui estremità è opportunamente sagomata e appoggia sull'esterno del bicchiere (figura 4.7). Il bicchiere termina con un tratto a sezione tronco conica, che permette delle deviazioni angolari dei tubi accoppiati. Sia i bulloni che la controflangia sono in ghisa sferoidale.

Per pressioni di esercizio particolarmente elevate e per condizioni di posa molto gravose (terreni cedevoli, condotte sottomarine, attraversamenti subalvei, tratti a forte pendenza ecc.) si può adoperare il giunto express con anello di tenuta, per evitare di realizzare i blocchi di ancoraggio delle tubazioni o per ridurne il numero. Tale anello è metallico ed è tagliato lungo una generatrice, per consentirne l'allargamento durante il montaggio e l'eventuale smontaggio; esso viene collocato in un'apposita sede ottenuta sagomando opportunamente il bicchiere e l'estremità

cilindrica dell'altro tubo (figura 4.8). Le altre parti del giunto sono le stesse di quelle del normale giunto express.

È importante osservare che sia nel giunto rapido che in quello express la canna di un tronco di tubo non viene mai a contatto col bicchiere del tronco adiacente (figura 4.6 e 4.7), cosicché si realizza una discontinuità elettrica e meccanica della tubazione.

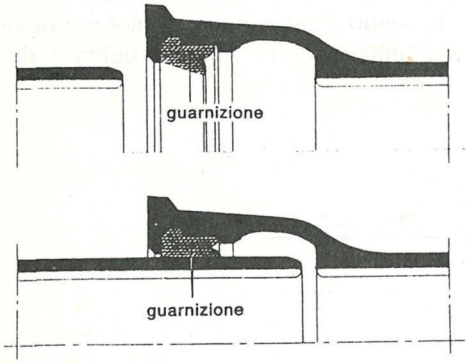


Fig. 4.6 Giunto rapido per tubi di ghisa sferoidale.

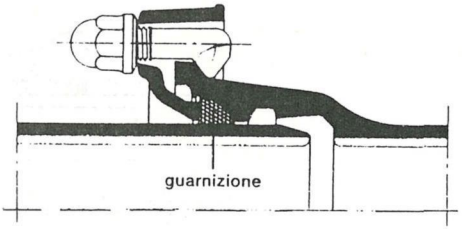


Fig. 4.7 Giunto express per tubi di ghisa sferoidale.

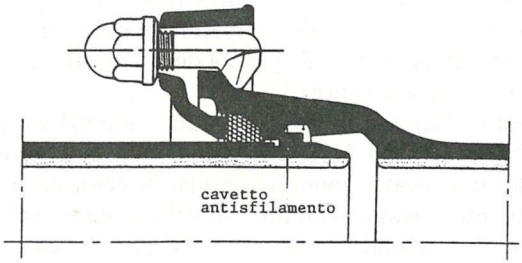


Fig. 4.8 Giunto express con cavetto antisfilamento per tubi di ghisa sferoidale.

Per il montaggio dei giunti elastici a bicchiere è opportuno procedere a una preventiva pulizia e quindi a una lubrificazione della parte interna del bicchiere, della guarnizione di gomma e del tratto terminale della canna cilindrica che deve essere imboccata.

Un altro tipo classico di giunto per le tubazioni di ghisa è quello a flangia; i tronchi di tubo terminano alle estremità con una corona circolare, detta flangia, munita di fori nei quali vengono inseriti dei bulloni, che successivamente vengono serrati. La tenuta del giunto è ottenuta introducendo tra le flange una guarnizione di gomma o, più raramente, una lastra di piombo o di rame, che viene a essere fortemente compressa col serraggio dei bulloni. Le flangie possono essere sia fisse che mobili (figura 4.9).

Questo tipo di giunto è molto più difficile da realizzare, per la difficoltà di far combaciare perfettamente i fori delle flange e di serrare i bulloni nella zona inferiore del tubo. Viene adoperato quindi esclusivamente quando la tubazione corre fuori terra o in punti in cui devono essere inseriti dei pezzi speciali, per la possibilità di poter facilmente smontare il giunto in caso di necessità; in questo secondo caso, quando la condotta è interrata, i pezzi speciali, giuntati a flangia, vengono sempre collocati all'interno di pozzetti ispezionabili, sia per evitarne il contatto col terreno che per poter procedere alla manutenzione.

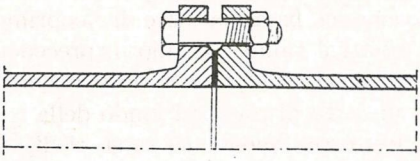


Fig. 4.9 Giunto a flangia per tubi di ghisa.

Altri tipi di giunto per i tubi di ghisa, però molto più raramente adoperati, sono quelli a manicotto con guarnizione di gomma (tipo Gibault, rapido, Victaulic ecc.), che saranno illustrati per le tubazioni di acciaio o di altri materiali.

4.4.4 Pezzi speciali per le tubazioni di ghisa

I pezzi speciali delle tubazioni, da distinguere dalle apparecchiature varie che assolvono a specifiche funzioni di controllo, regolazione, misura ecc., servono per poter eseguire dei cambiamenti di direzione (curve) o di diametro (riduzioni), delle deviazioni ortogonali o oblique ecc. Per i pezzi speciali, denominati anche raccordi, esistono delle normative come per le tubazioni.

I pezzi speciali vengono prodotti dalle stesse ditte che producono i tubi e sono indicati con opportuni simboli; possono essere accopiati alle tubazioni, sia mediante giunto a bicchiere express che a mezzo di giunto a flange. Nel paragrafo 4.5.3, verranno riportati, come esempio, i principali pezzi speciali per le tubazioni d'acciaio.

4.4.5 Posa in opera dei tubi di ghisa

Come detto nel paragrafo 4.2 si ricorda innanzi tutto che è da evitare nel modo più assoluto lo strisciamento dei tubi sul terreno o fra di loro durante le varie operazioni necessarie per il carico, il trasporto, lo scarico, l'accatastamento, il deposito lungo lo scavo.

La trincea di scavo deve avere una larghezza b pari al diametro nominale del tubo più un margine di 25–30 cm da ciascun lato, con un valore minimo di b = 60 cm. Per quanto riguarda l'altezza di ricoprimento al di sopra della generatrice superiore del tubo, è consigliabile non scendere al di sotto di 1,0 m, al fine di mantenere l'acqua isolata termicamente dall'ambiente esterno in misura sufficiente.

L'altezza massima di rinterro va determinata in modo da non superare le tensioni ammissibili per il materiale. In base al progetto di norme americane

ANSI A 21.50–1976, per i tubi di ghisa sferoidale di normale produzione, il cui spessore è stato determinato in base alla Norma ISO 2531 (le caratteristiche di tali tubi sono riportate nelle tabelle 4.2 e 4.3), è ammissibile un'altezza massima di rinterro, senza carichi accidentali, di 5,49 m per il DN 500 e di 5,30 per il DN 600; in presenza di carichi accidentali (carico costituito da una ruota pesante 10 t) le massime altezze di ricoprimento si riducono a 5,36 m per il DN 500 e a 5,16 m per il DN 600. Tali valori sono validi per normali condizioni di posa (letto di sabbia e rinterro costipato per strati di spessore 20–30 cm).

Per diametri inferiori al DN 500 le massime altezze di ricoprimento consentite sono molto maggiori rispetto ai valori sopra riportati. Naturalmente è opportuno, per motivi tecnici ed economici, fissare altezze di ricoprimento quanto più piccole è possibile, purché si rispetti il valore minimo in precedenza citato e ricorrere a rinterri maggiori solo quando ciò sia richiesto da particolari esigenze.

La realizzazione di un letto di posa sul fondo della trincea, indispensabile in presenza di terreni rocciosi o contenenti dei sassi, risulta consigliabile anche per terreni sciolti, al fine di garantire al tubo un appoggio continuo e regolare. Il letto di posa va eseguito in materiale granulare sciolto (preferibilmente sabbia, ma anche terra vagliata o pietrischetto molto fine), realizzando per la tubazione un arco di appoggio di circa 60°.

Lo spessore del letto si assume in genere pari a 0,10 m per tubazioni di diametro nominale $DN \leq 100$, a 0,15 m per $125 \leq DN \leq 350$ e a 0,20 m per $DN \geq 400$. Il rinterro va effettuato con terreno sciolto, privo di sassi, radici ecc., almeno fino a 20–30 cm al di sopra della generatrice superiore del tubo, per cui, se si prevede l'utilizzazione dello stesso materiale proveniente dallo scavo, questo deve essere opportunamente vagliato. Il terreno di rinterro deve essere costipato accuratamente ai lati del tubo e poi al di sopra per strati di spessore non superiore a 20–30 cm.

La trincea di scavo avrà le pareti verticali o con una certa inclinazione sulla verticale, il cui valore dipende dalla sua altezza e dalla natura del terreno (figura 4.10).

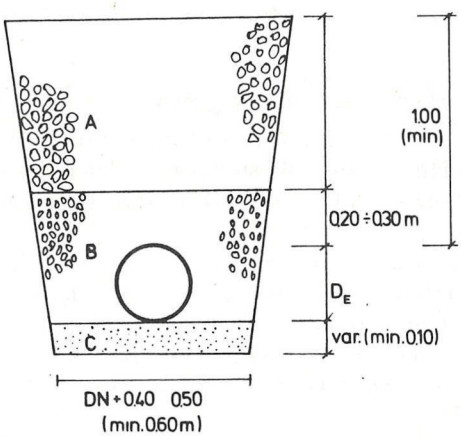


Fig. 4.10 Posa in opera delle tubazioni.

Il letto di posa deve essere parzialmente interrotto in corrispondenza dei giunti, per poter comodamente eseguire le operazioni di giunzione. Il rinterro va quindi eseguito solo parzialmente, lasciando scoperti i giunti; solo dopo aver effettuato le prove idrauliche con le pressioni previste dalle Norme o dal capitolato speciale d'appalto ed essersi accertati della tenuta dei giunti stessi, si potrà procedere al completamento del letto di posa e del ricoprimento.

Prima di effettuare le prove idrauliche, la condotta andrà opportunamente puntellata in via provvisoria nei punti in cui nascono delle spinte (deviazioni planimetriche e altimetriche, diramazioni, cambiamenti di diametro ecc.).

4.5 Le tubazioni di acciaio

Fra le tubazioni metalliche quelle di acciaio trovano impiego da tempi remoti; si sono tuttavia enormemente diffuse solo dopo l'adozione di adeguati rivestimenti protettivi e del sistema di protezione catodica, che le difendono dall'azione aggressiva dell'ambiente esterno, che si manifesta particolarmente quando le condotte sono interrate, per l'impossibilità sia di effettuare i dovuti controlli che di eseguire operazioni di manutenzione. Rispetto alle tubazioni di ghisa sferoidale, quelle in acciaio presentano i seguenti vantaggi:

– un minor costo (la differenza di costo rispetto ai tubi di ghisa sferoidale è particolarmente sensibile per i tubi d'acciaio saldati longitudinalmente, mentre è molto minore per quelli non saldati);

– sono più leggere, per cui risultano più economici il trasporto e la messa in opera;

– vengono prodotte in barre di lunghezza maggiore rispetto a quelle di ghisa sferoidale (in genere tale lunghezza varia da 8 a 13,50 m);

– nelle normali produzioni di serie raggiungono, rispetto alle tubazioni di ghisa, pressioni di esercizio più elevate, per cui in certi casi il loro impiego diviene quasi obbligato.

Di contro, le condotte di acciaio, anche se dotate di idonei rivestimenti protettivi, offrono, rispetto a quelle in ghisa, minori garanzie di resistenza all'azione di acque e di terreni particolarmente aggressivi; in questi casi si potrebbero adoperare tubi fabbricati con acciai speciali, il cui costo è però in genere assai elevato, tanto da non giustificarne l'impiego al posto di quelli di ghisa sferoidale.

I tubi d'acciaio vengono prodotti senza saldatura o con saldatura longitudinale. I primi possono essere realizzati con procedimenti diversi, fra i quali quello Mannesman, che risale al 1885, è il più antico e diffuso: si parte da un massello di acciaio a sezione circolare che viene scaldato fino alla temperatura di $1200°C$, quindi trasformato in un pezzo forato di grosso spessore e di lunghezza limitata mediante una fase di laminazione obliqua e infine in tubo di piccolo spessore ed elevata lunghezza tramite il passaggio a un laminatoio a passo di pellegrino. Con questo procedimento di fabbricazione si riesce attualmente a produrre tubazioni fino a un diametro di 900 mm.

I tubi saldati longitudinalmente di normale produzione vengono realizzati partendo da nastri di acciaio in rotoli, che vengono svolti, spianati e passati in dei cilindri che li piegano gradualmente accostando i lembi opposti, che vengono saldati elettricamente (procedimento Thermatool) o con saldatura al gas d'acqua (procedimento Fritz–Moon) o con saldatura per accostamento, ottenuta per pres-

sione meccanica sui bordi di un nastro scaldato in un forno alla temperatura di saldatura; i tubi subiscono quindi un trattamento termico di calibratura esterna e l'asportazione del cordone di saldatura. Le tubazioni di grande diametro vengono in genere realizzate con saldatura elicoidale, anziché longitudinale.

I tubi di acciaio di grande diametro blindati o con chiodatura longitudinale non trovano, di norma, applicazione negli acquedotti. I tubi senza saldatura e saldati di acciaio non legato per condotte d'acqua, prodotti secondo la NORMA UNI 6363/84, devono rispondere a una serie di requisiti relativi al materiale impiegato, alle tolleranze, al rivestimento, alla prova idraulica e alle altre prove d'officina ecc.

Per quanto riguarda il materiale impiegato, la NORMA prevede quanto riportato nella tabella 4.6. La NORMA prevede n.3 serie di spessori dei tubi (serie leggera, serie normale, serie pesante) fino al diametro *DN* 1000 e un'unica serie per *DN* da 1200 a *DN* 2700. La produzione deve essere unificata sul diametro esterno, che è costante per le tre serie fino a *DN* 1000. Nella tabella 4.7 sono riportate le caratteristiche dimensionali delle suddette serie.

Tab. 4.6 Composizione chimica e caratteristiche meccaniche del materiale dei tubi di acciaio secondo la NORMA UNI 6363/84

	Composizione chimica					Caratteristiche meccaniche		
Tipo d'acciaio	C max (%)	Mn max (%)	Si max (%)	P max (%)	S max (%)	Carico unitario di rottura Rr (N / mm^2)	Carico unitario di snervam. Rs (N / mm^2)	Allungam. % A (min) %
Fe 360	0,17	1,20	0,35	0,040	0,040	360	235	25
Fe 410	0,21	1,20	0,35	0,040	0,040	410	255	22
Fe 510	0,26	1,30	0,50	0,040	0,040	510	355	20

Sono previste delle prove di controllo delle caratteristiche meccaniche sia degli acciai impiegati per la fabbricazione dei tubi che delle saldature dei tubi saldati (prove di trazione, schiacciamento, piegamento, curvatura ecc.), prove da eseguire su opportune provette.

La NORMA UNI 6363/84 prevede poi che i tubi allo stato grezzo debbano essere sottoposti a prova idraulica, per una durata di non meno 10 s, con la seguente pressione interna di prova p_p:

$$p_p = \frac{2\,\sigma\, s}{D_E} \tag{4.8}$$

con σ tensione pari al 60% del carico di snervamento R_S (quindi $\sigma = R_S/1,66$) s spessore e D_E diametro esterno del tubo; per un tubo di un dato diametro D_E e di una data serie, quindi avente un certo valore di s, la pressione di prova p_p è diversa a seconda di R_S, quindi del tipo di acciaio impiegato per fabbricare il tubo. La (4.8) è direttamente derivata dalla nota formula di Mariotte.

La NORMA UNI 1285/68 e la Circolare n.2136 del Ministero del Lavori Pubblici stabiliscono lo spessore s che deve avere la tubazione in funzione della

Tab. 4.7 Serie dimensionali unificate dei tubi di acciaio senza saldatura e saldati secondo la NORMA UNI 6363/84

Diametro nominale *DN* mm	Diametro esterno specificato *D* mm	Serie A		Serie B		Serie C		Serie U	
		Spessore *s* mm	Massa lineica kg/m	Spessore *s* mm	Massa lineica kg/m	Spessore *s* mm	Massa lineica kg/m	Spessore *s* mm	Massa lineica kg/m
40	48,3					2,6	2,93		
50	60,3					2,9	4,11		
65	76,1			2,6	4,71	2,9	5,24		
80	88,9	2,6	5,53	2,9	6,15	3,2	6,76		
100	114,3	2,6	7,16	3,2	8,77	4,0	10,9		
125	139,7	2,9	9,78	3,6	12,1	4,5	15,0		
150	168,3	3,2	13,0	4,0	16,2	4,5	18,2		
200	219,1	4,0	21,2	5,0	26,4	5,9	31,0		
250	273	4,0	26,5	5,6	36,9	6,3	41,4		
300	323,9	4,0	31,6	5,9	46,3	7,1	55,5		
350	355,6	5,0	43,2	6,3	54,3	7,1	61,0		
400	406,4	5,0	49,5	6,3	62,2	7,1	69,9		
450	457	5,6	62,3	6,3	70,0	8,0	88,6		
500	508	5,6	69,4	6,3	77,9	8,8	108		
600	610	5,6	83,5	6,3	93,8	12,5	184		
		5,9	87,9						
700	711	6,3	109	7,1	123	12,5	215		
750	762	6,3	117	8,0	149	12,5	231		
800	813	7,1	141	8,0	159	12,5	247		
900	914	8,0	179	10,0	223	14,2	315		
1 000	1 016	8,8	219	10,0	248	14,2	351		
1 200	1 220							10,0	298
1 400	1 420							11,0	382
1 600	1 620							12,5	496
1 800	1 820							12,5	557
2 000	2 020							12,5	619
2 200	2 220							14,2	772
2 400	2 440							16,0	956
2 500	2 540							16,0	996
2 600	2 640							17,5	1 132
2 700	2 740							17,5	1 175

pressione di esercizio p_E.[2] La NORMA UNI 1285 prevede la seguente formula, derivata da quella di Mariotte:

$$s = \left(\frac{p_E \, D_E}{2\sigma_{amm} \, z + p_E} + s_0 \right) \frac{100}{100 - a} \tag{4.9}$$

dove s, D_E, p_E hanno il solito significato;
s_0=spessore addizionale (sovraspessore) che, se non si prevedono specifiche cause di corrosione, è compreso tra 0 e 1 mm;
a=tolleranza di fabbricazione in percentuale (in meno) sullo spessore del tubo;
z=coefficiente di efficienza della saldatura, pari a 1 per i tubi senza saldatura e per quelli saldati con controllo non distruttivo sull'intero sviluppo della saldatura; per i tubi saldati, prodotti secondo la NORMA UNI 6363/84 viene effettuato tale controllo, per cui z=1;
σ_{amm}=tensione ammissibile del materiale, che deve assumersi prevedendo un coefficiente di sicurezza K non inferiore a 1,6 sul carico di snervamento R_S e a 2,3 sul carico di rottura R. Quindi per σ_{amm} si deve assumere il minore tra i due seguenti valori: $R_S/1{,}6$ e $R/2{,}3$.

La NORMA UNI 1285 prevede anche che si debba verificare che lo spessore s sia in grado di resistere alla pressione di prova p_p, assumendo in tal caso per la tensione ammissibile il valore $\sigma_{amm} = R_S/1,1$; se la prova idraulica viene effettuata con un valore di pressione p_p dato dalla (4.8) e lo spessore del tubo è calcolato mediante la (4.9), tale verifica è senz'altro soddisfatta.

La Circolare n.2136 del Ministero dei Lavori Pubblici prevede, per il calcolo dello spessore del tubo, la formula di Mariotte, che è un po' più semplice rispetto alla (4.9):

$$s = \frac{p_E \, D_E}{2 \, \frac{R_S}{K_3}} \tag{4.10}$$

con K_3 coefficiente di sicurezza non inferiore a 2. La pressione di prova, secondo la suddetta Circolare, deve essere pari a $1{,}5\,p_E$.

Si osserva che, a parità di spessore, di diametro e del tipo di acciaio impiegato, dalla (4.10) si ricavano pressioni di esercizio p_E inferiori, a volte in modo non trascurabile, rispetto a quelle che si ottengono con la (4.9), come sarà evidenziato dalle tabelle che seguono.

Nella tabella 4.8 sono riportate le caratteristiche delle tubazioni di acciaio senza saldatura della normale produzione di serie della TUBI DALMINE ILVA.

I tubi vengono fabbricati con l'acciaio Fe 510 e con l'acciaio Fe 340: il primo è previsto dalla NORMA UNI 6363/84 e ha le caratteristiche riportate nella tabella 4.6, mentre l'acciaio Fe 360, che ha un carico di rottura $R = 340\text{N/mm}^2$ e un carico di snervamento $R_S = 235$ N/mm^2, viene adoperato al posto dell'acciaio Fe 340, previsto dalla citata NORMA UNI. Si può osservare che i tubi della tabella 4.8 non sempre hanno spessori uguali a quelli previsti dalla NORMA UNI 6363.

---

[2] Ovviamente, in presenza di azioni esterne che danno luogo a una pressione equivalente p_0, alla pressione di esercizio va sostituita la pressione nominale p_N data dalla (4.1).

Tab. 4.8 Caratteristiche dei tubi di acciaio senza saldatura prodotti dalla TUBI DALMINE ILVA

DIAMETRO			Spessore normale s	Massa lineica teorica del tubo liscio grezzo	Area della sezione metallica	Area della sezione di passaggio	Superficie esterna lineica	Modulo di resistenza	Tipo di acciaio	Tipo di giunto a bicchiere per saldatura	Profondità del bicchiere l
Nominale DN	Esterno d	Interno									
	mm	mm	mm	kg/m	cm^2	cm^2	m^2/m	cm^3			mm
40	48,3	43,1	2,6	2,93	3,73	14,6	0,152	4,05	Fe 35	cilindrico	40
50	60,3	54,5	2,9	4,11	5,23	23,3	0,189	7,16			40
65	76,1	70,3	2,9	5,24	6,67	38,8	0,239	11,8			50
80	88,9	82,5	3,2	6,76	8,62	53,5	0,279	17,8			50
100	114,3	106,3	4	10,9	13,9	88,7	0,359	36,9			60
125	139,7	130,7	4,5	15,0	19,1	134	0,439	62,6	Fe 52-2		60
150	168,3	159,3	4,5	18,2	23,2	199	0,529	92,4		sferico	25
200	219,1	207,9	5,6	29,5	37,6	339	0,688	195			30
250	273	260,4	6,3	41,4	52,8	533	0,858	344			35
300	323,9	309,7	7,1	55,5	70,7	753	1,02	548			35
350	355,6	341,4	7,1	61,0	77,7	915	1,12	664			40
400	406,4	390,4	8	78,6	100	1197	1,28	978			45
450	457	441	8	88,6	113	1527	1,45	1245			50
500	508	490,4	8,8	108	138	1889	1,60	1693			50
600	610	591	9,5	141	179	2743	1,92	2649			60
700	711	692	9,5	164	209	3761	2,23	3623			70
(750)	(762)	743	9,5	176	224	4336	2,39	4173			70
800	813	794	9,5	188	240	4951	2,55	4761			75
900	914	895	9,5	212	270	6291	2,87	6041			80

Nota: Devono essere impiegati di preferenza i tubi i cui diametri non sono indicati tra parentesi.

Nella tabella 4.9 sono riportate altre caratteristiche dei suddetti tubi, fra le quali i valori della pressione di prova p_p e della pressione massima di esercizio p_E secondo la NORMA UNI 1285 e la Circolare n.2136 del Ministero dei Lavori Pubblici.

Per la pressione di esercizio si vede che è opportuno attenersi alle Istruzioni della Circolare del Ministero dei LL.PP. (formula 4.10), in quanto i valori che si ottengono dalla (4.9) presentano un margine di sicurezza estremamente ridotto rispetto a quelli delle pressioni delle prove d'officina.

Infatti le formule (4.8) e (4.10) hanno la stessa strutturazione e dal loro confronto si deduce che la pressione di prova p_p è maggiore esattamente del 20% rispetto alla pressione di esercizio p_E che si ottiene dalla (4.10); non è perciò consigliabile applicare la (4.9), che fornisce un margine di sicurezza inferiore e quindi troppo piccolo.

Si fa poi presente che la citata Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici prevede una pressione di collaudo della tubazione in opera p_C=1,5p_E, quindi maggiore della pressione di prova p_p in officina prevista dalla NORMA UNI 6363/84 e data dalla (4.8).

Tab. 4.9 Pressioni di prova e di esercizio e masse lineiche dei tubi senza saldatura prodotti dalla TUBI DALMINE ILVA

Diametro nominale DN	Pressione di prova in officina secondo UNI 6363 (K = 0,6 · Rs)		Pressione max. di esercizio secondo UNI 1285		Pressione max. di esercizio secondo Circol. n. 2136		Masse lineiche (lg. media utile: 9 m) tubo con giunto a bicchiere per saldatura riv. est. normale*	riv. est. pesante*	tubo con giunto per saldatura di testa riv. est. normale*	riv. est. pesante*
	kgf/cm²	bar	kgf/cm²	bar	kgf/cm²	bar	kg/m			
40	155	152	148	145	129	127	3,56	3,80	3,55	3,79
50	138	135	131	128	115	113	4,89	5,18	4,87	5,16
65	110	108	103	101	91	89	6,22	6,58	6,19	6,55
80	104	102	97	95	86	84	8,09	8,51	8,05	8,47
100	101	99	94	92	83	81	12,6	13,2	12,5	13,1
125	139	136	131	128	116	114	17,4	18,0	17,3	17,9
150	115	113	107	105	96	94	21,0	21,8	20,9	21,7
200	110	108	102	100	92	90	33,6	34,6	33,5	34,5
250	100	98	92	90	83	81	46,5	47,8	46,3	47,6
300	95	93	88	86	78	76	61,6	63,1	61,3	62,9
350	86	84	80	78	71	70	68,4	70,1	68,1	69,8
400	85	83	78	76	70	69	87,1	89,0	86,7	88,6
450	76	75	70	69	62	61	99,2	102	98,7	102
500	75	74	69	68	62	61	120	123	119	123
600	67	66	62	61	56	55	158	162	157	161
700	58	57	53	52	48	47	185	190	184	189
(750)	54	53	50	49	45	44	198	204	197	202
800	50	49	46	45	42	41	212	218	211	216
900	45	44	41	40	37	36	241	247	239	246

* Queste masse comprendono la semplice bitumatura interna a caldo.

4.5.1 Rivestimenti dei tubi d'acciaio

I rivestimenti sia interni che esterni di uso più comune per le tubazioni d'acciaio sono quelli bituminosi, per i quali esiste la NORMA UNI 5256.

I rivestimenti esterni hanno lo scopo di proteggere le condotte dalla corrosione per effetto degli agenti esterni e sono generalmente a base di sostanze bituminose opportunamente trattate. L'effettiva protezione del tubo è garantita dallo strato di bitume che aderisce con continuità all'acciaio e che è a sua volta protetto da eventuali azioni meccaniche esterne a mezzo di un'armatura di rinforzo, costituita da nastri di tessuto di vetro o di feltro di vetro.

Occorre porre particolare attenzione affinché il rivestimento non venga danneggiato in alcun punto durante le operazioni di trasporto, accatastamento e posa in opera, in quanto ciò darebbe luogo a soluzioni di continuità che non offrirebbero alla tubazione un adeguato isolamento dall'ambiente esterno. Per lo stesso motivo è necessario garantire la continuità dello strato protettivo in corrispondenza dei giunti e dei pezzi speciali, che devono perciò essere rivestiti in opera con particolare cura mediante vernice bituminosa, bitume e tessuto di vetro, che sono forniti

dalle stesse ditte produttrici dei tubi.

Il rivestimento esterno può essere del tipo *normale* e del tipo *pesante*. Il primo, da impiegare in condizioni di esercizio normali, è costituito da una sottile pellicola di bitume e da uno strato protettivo isolante di miscela bituminosa di spessore adeguato; l'armatura è costituita da un doppio strato di feltro di vetro impregnato della stessa miscela bituminosa e da una pellicola di finitura di idrato di calcio. Il rivestimento bituminoso esterno tipo *pesante* è da impiegare per tubazioni da posare in ambienti aggressivi o in zone accidentate e si differenzia dal tipo *normale* per l'armatura che è costituita da due strati, il primo di feltro e il secondo di tessuto di vetro impregnati di miscela bituminosa e da una successiva pellicola di finitura di idrato di calcio.

Altri tipi di rivestimenti esterni sono quelli in polietilene fuso, o estruso o in nastri (NORMA UNI 9099) e in polipropilene estruso, applicati in due o tre strati, che garantiscono un elevato isolamento elettrico, una grande resistenza agli agenti esterni in genere e alle sollecitazioni meccaniche; un particolare tipo di rivestimento è quello che prevede l'interposizione di un complesso bituminoso tra la guaina di polietilene e l'acciaio, per assicurare un miglior collegamento tra la materia plastica e il metallo.

Fra i rivestimenti interni, si distingue la semplice bitumatura dal rivestimento a spessore. La semplice bitumatura interna non è in effetti un rivestimento ma una verniciatura e serve solo a conservare la superficie interna del tubo nel tempo che intercorre fra la fabbricazione e la posa in opera.

Il rivestimento interno a spessore è da adoperare solo per tubazioni che convogliano acque chimicamente aggressive (acque minerali, salmastre, di mare, o acque molto dure). È ottenuto decapando e fosfatando i tubi e applicando quindi una sottile pellicola di bitume e uno strato protettivo isolante di miscela bituminosa di spessore adeguato; la levigatezza della superficie ottenuta riduce il coefficiente di scabrezza del tubo. Tale rivestimento richiede l'impiego di giunzioni dalle quali non può essere danneggiato (giunti a flange, giunto sferico per saldatura o sovrapposizione con camera d'aria, giunti Victaulic e Gibault); le suddette giunzioni saranno descritte in seguito.

Altri rivestimenti interni sono quello epossidico e quello cementizio. Il primo è a base di resine epossidiche inalterabili a contatto con l'acqua; il secondo si ottiene proiettando contro la superficie interna del tubo una malta cementizia opportunamente dosata, che viene successivamente centrifugata e vibrata, ottenendo uno strato compatto molto liscio. Per ottenere la malta vengono adoperati sia cementi normali che cementi particolari, aventi elevata resistenza chimica.

Un altro tipo di rivestimento è la zincatura a caldo (NORMA UNI 5745), mentre rivestimenti particolari, atti a far fronte ad ambienti esterni o al convogliamento di acque particolarmente aggressive, possono essere forniti dai produttori dei tubi su ordinazione.

4.5.2 Giunti delle tubazioni di acciaio

I giunti comunemente adoperati per i tubi d'acciaio sono quelli a bicchiere, a flangia, a manicotto filettato ed elastici.

I giunti a bicchiere sono quelli di uso corrente per le tubazioni interrate. In passato il dispositivo di tenuta era quello di piombo eseguito a caldo o a freddo,

con identiche caratteristiche di quelle descritte per i giunti dei tubi di ghisa.

Da diversi anni ormai viene invece eseguito il giunto a bicchiere saldato, che presenta molti vantaggi:

– maggiori garanzie di tenuta, anche per pressioni molto elevate, e di resistenza a qualsiasi tipo di sollecitazione esterna;

– minor costo del tubo predisposto per tale tipo di giunzione;

– facilità e rapidità di esecuzione e quindi economia nella posa in opera;

– eliminazione dei manufatti di controspinta durante le prove idrauliche in opera a scavo parzialmente coperto;

– conseguimento di un'elevata conduttanza elettrica longitudinale delle tubazioni, che permette di realizzare l'eventuale protezione catodica, evitando di eseguire il costoso cavallottamento elettrico dei giunti.

Il suddetto giunto è a bicchiere cilindrico per diametro nominale DN fino a 125 mm (figura 4.11) e a bicchiere sferico per $DN \geq 150$ (figura 4.12). Per tubi con rivestimento interno a spessore viene adoperato, per $DN \geq 200$, il giunto a bicchiere sferico con camera d'aria, al fine di non danneggiare il rivestimento (figura 4.13).

Il giunto a bicchiere sferico saldato consente di ottenere delle deviazioni angolari (fino a circa 5°), al pari dei giunti a bicchiere con dispositivi di tenuta classici. Un altro giunto saldato è quello ottenuto per saldatura di testa (figura 4.14), che viene adoperato con estrema convenienza per le tubazioni di grande diametro ($DN > 900$ mm).

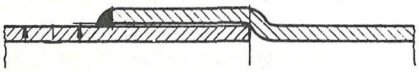


Fig. 4.11 Giunto a bicchiere cilindrico saldato.

Fig. 4.12 Giunto a bicchiere sferico saldato.

Fig. 4.13 Giunto a bicchiere sferico con camera d'aria.

Fig. 4.14 Giunto con saldatura di testa.

I giunti a flangia vengono impiegati nelle stesse situazioni già viste per i tubi di ghisa. Per le condotte d'acciaio si distinguono i giunti a flange libere con anello d'appoggio saldato a sovrapposizione (figura 4.15), i giunti a flange saldate a sovrapposizione (figura 4.16) e i giunti a flange saldate di testa (figura 4.17).

Fra i giunti elastici, che risultano utili per la facilità di montaggio e di smontaggio, si ricordano il giunto meccanico con gusci (giunto Victaulic, figura 4.18) e il giunto Gibault (figura 4.19), che garantiscono la tenuta anche per elevate pressioni di esercizio. I giunti filettati a vite e manicotto (figura 4.20) vengono adoperati solo per tubazioni della "serie gas" di diametro limitato (fino a 6 pollici), che hanno

un'unificazione dei diametri esterni diversa da quella vista in precedenza.

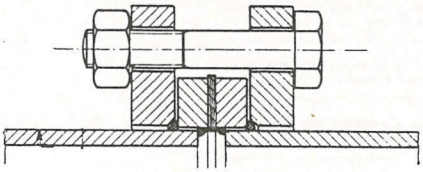


Fig. 4.15 Giunto a flange mobili.

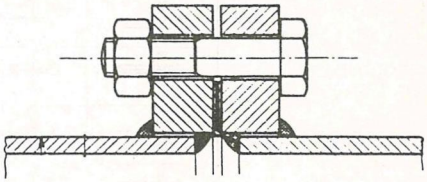


Fig. 4.16 Giunto a flange fisse.

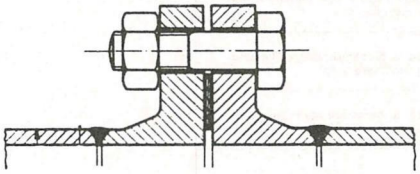


Fig. 4.17 Giunto a flange saldate.

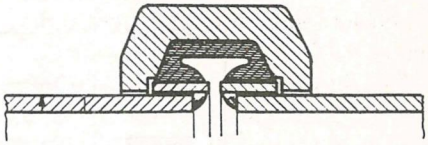


Fig. 4.18 Giunto Victaulic.

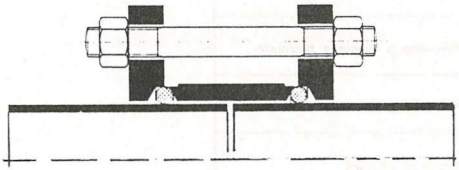


Fig. 4.19 Giunto Gibault.

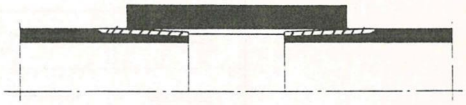


Fig. 4.20 Giunto a manicotto filettato.

4.5.3 Pezzi speciali e posa in opera delle tubazioni d'acciaio

Per le tubazioni d'acciaio viene prodotta in serie una tipologia molto più vasta di pezzi speciali rispetto a quella dei tubi di ghisa.

Questi pezzi speciali sono previsti per giunzioni sia a bicchiere che a flangia e a manicotto; la simbologia usata per descriverli è identica a quella dei tubi di ghisa. Nella tabella 4.10 sono riportati i pezzi speciali dei tubi di acciaio che vengono prodotti dalla TUBI DALMINE ILVA.

Anche le operazioni di posa in opera delle tubazioni di acciaio non differiscono da quelle illustrate per i tubi di ghisa; per i diametri nominali $DN \geq 600$ sono consigliabili ricoprimenti minimi sull'estradosso di 1,50 m di altezza e, per tubazioni di grande diametro, è sempre opportuno effettuare appositi calcoli per valutare la pressione equivalente p_0, dovuta alle sollecitazioni esterne, che compare nella (4.1).

Tab. 4.10 Pezzi speciali delle tubazioni d'acciaio prodotti dalla TUBI DALMINE ILVA

Figura	Simbolo	DENOMINAZIONE
		Pezzo a bicchiere con diramazione a flangia
		Pezzo a bicchiere con due diramazioni a flangia
		Pezzo a bicchiere con diramazione a bicchiere
		Pezzo a bicchiere con due diramazioni a bicchiere
		Pezzo a bicchiere con diramazione liscia o con bicchiere sferico maschio
		Pezzo a bicchiere con due diramazioni lisce o con bicchiere sferico maschio
		Pezzo a bicchiere con diramazione a bicchiere a 45°
		Pezzo a bicchiere con due diramazioni a bicchiere a 45°
		Raccordo a flangia e bicchiere
		Pezzo a flangia e bicchiere con diramazione flangiata
		Pezzo con flangia alle due estremità
		Riduzione a flangia e bicchiere
		Riduzione a bicchiere e flangia
		Raccordo a flangia
		Pezzo a flangia con diramazione flangiata
		Pezzo a flangia con due diramazioni flangiate
		Pezzo a flangia con diramazione a bicchiere
		Pezzo a flangia con due diramazioni a bicchiere
		Pezzo a flangia con diramazione liscia o con bicchiere sferico maschio
		Pezzo a flangia con due diramazioni lisce o con bicchiere sferico maschio
		Pezzo a flangia con diramazione a bicchiere a 45°
		Pezzo a flangia con due diramazioni a bicchiere a 45°

Figura	Simbolo	DENOMINAZIONE
		Curva a bicchiere femmina e maschio
		Curva con una flangia e con bicchiere sferico maschio o liscia
		Curva con una flangia e con bicchiere femmina
		Curva flangiata
		Riduzione con bicchiere alla parte rastremata e liscia o con bicchiere sferico maschio all'altra
		Riduzione con bicchiere alla parte allargata e liscia o con bicchiere sferico maschio all'altra
		Riduzione con flangia all'estremità rastremata e liscia o con bicchiere sferico maschio all'altra
		Riduzione con flangia all'estremità allargata e liscia o con bicchiere sferico maschio all'altra
		Riduzione con flange alle due estremità
		Pezzo a T flangiato
		Pezzo a croce flangiato
		Anello di scorrimento
		Manicotto a doppio bicchiere o doppio maschio
		Manicotto a doppio bicchiere o doppio maschio con una diramazione a flangia
		Manicotto a doppio bicchiere o doppio maschio con due diramazioni a flangia
		Manicotto a doppio bicchiere o doppio maschio con una diramazione a bicchiere
		Manicotto a doppio bicchiere o doppio maschio con due diramazioni a bicchiere
		Manicotto a doppio bicchiere o doppio maschio con una diramazione liscia o con bicchiere sferico maschio
		Manicotto a doppio bicchiere o doppio maschio con due diramazioni lisce o con bicchiere sferico maschio
	ACCIAIO GHISA	Pezzi di raccordo con tubazioni di ghisa

4.6 La corrosione e la protezione delle tubazioni metalliche

Il problema della corrosione delle tubazioni metalliche è enormemente importante e complesso e richiede una serie di conoscenze di più discipline per poter essere correttamente affrontato e risolto; perciò nei casi in cui sorgono dei dubbi sulla resistenza nel tempo delle condotte all'azione aggressiva dovuta ai terreni attraversati o al fluido trasportato, è senz'altro consigliabile richiedere la consulenza di specialisti in materia.

In questa sede si fa un semplice cenno a questo importante problema, rimandando ai trattati e ai testi specializzati per maggiori informazioni. L'aggressività di un terreno è dovuta alle sue caratteristiche fisiche e chimiche, al contenuto di umidità e di sostanze solubili e alla presenza di microrganismi.

La corrosione è di natura elettrochimica e rappresenta il risultato di un fenomeno elettrolitico in cui il metallo che viene corroso funge da anodo, mentre il terreno costituisce la soluzione elettrolitica; nell'acciaio il risultato del fenomeno è che il ferro passa in soluzione nell'elettrolita, con formazione di crateri nella superficie del metallo. Sulla velocità e sull'entità della corrosione gioca un ruolo determinante la resistività del terreno, il cui valore è dovuto alle caratteristiche chimico–fisiche dello stesso. La resistività viene perciò assunta quale indice della corrosività del terreno: quanto più essa è bassa, tanto più è alta la corrente in gioco e quindi risulta più intensa la corrosione.

Vengono detti molto aggressivi i terreni con resistenza minore di $2000\,\Omega\times$ cm, mediamente aggressivi quelli con resistenza compresa tra 2000 e $5000\,\Omega\times$ cm, debolmente aggressivi quelli con resistenza da 5000 a $12\,000\,\Omega\times$ cm e non aggressivi o di aggressività trascurabile quelli con resistenza maggiore di $12\,000\,\Omega\times$ cm.

È da notare che la resistenza dei terreni varia con l'umidità e con la temperatura, per cui è opportuno che oltre al suo valore sia precisato quello delle due suddette grandezze. Sono molto corrosivi i terreni argillosi e quelli che contengono ioni cloro o solforici, come quelli vicini al mare, contenenti acqua salmastra.

Quando lungo il tracciato una tubazione viene a contatto con terreni di diversa natura, essa è soggetta sia alla corrosività specifica di ciascun terreno che alla corrosività combinata o da pila geologica, dovuta alle diverse caratteristiche dei due terreni, che danno luogo a un passaggio di corrente attraverso la tubazione e alla corrosione della zona di questa che funge da anodo; è perciò importante, lungo il tracciato di una condotta, rilevare le caratteristiche del terreno a intervalli regolari.

Il fenomeno corrosivo descritto è dovuto all'azione di correnti galvaniche locali ed è quello che più comunemente si manifesta. A volte però si presentano dei casi particolari di corrosione, come quello dovuto alle correnti vaganti.

Tali correnti vengono disperse nel terreno da impianti di trazione a corrente continua (ferrovie, tramvie, filovie), da impianti industriali che utilizzano le terre come conduttori di ritorno (impianti elettrochimici, di trasporto, di saldatura ecc.), da alimentatori di protezione catodica (di cui si dirà in seguito), installati su strutture diverse dalla tubazione da proteggere; per esempio, sulle ferrovie elettrificate a corrente continua la corrente che eroga la sottostazione percorre la linea aerea entrando nel motore del treno e ritorna poi alla sottostazione lungo le rotaie e, in parte, attraverso il terreno. Ora, se vicino alla ferrovia c'è una tubazione metallica,

una parte della corrente attraversa anche quest'ultima, la quale viene corrosa nella zona in cui la corrente esce, che funge da anodo (figura 4.21). Poiché nel tempo varia sia la zona di ingresso che quella di uscita della corrente dalla condotta (per esempio, per le diverse posizioni nel tempo della motrice), si comprende che tutto il tronco di condotta è soggetto a forte corrosione, in quanto l'intensità delle correnti vaganti è molto maggiore rispetto a quelle dovute alle pile galvaniche che si instaurano nel terreno attraversato, di cui si è detto in precedenza.

Le lineee di distribuzione dell'energia elettrica aeree o interrate, a corrente alternata, ad alta o bassa tensione, rappresentano un pericolo di corrosione estremamente modesto per le tubazioni: infatti, per uno stesso metallo, a parità di intensità di corrente, la perdita di peso nella zona funzionante da anodo risulta, in presenza di corrente alternata, circa la centesima parte di quella che si ha con la corrente continua.

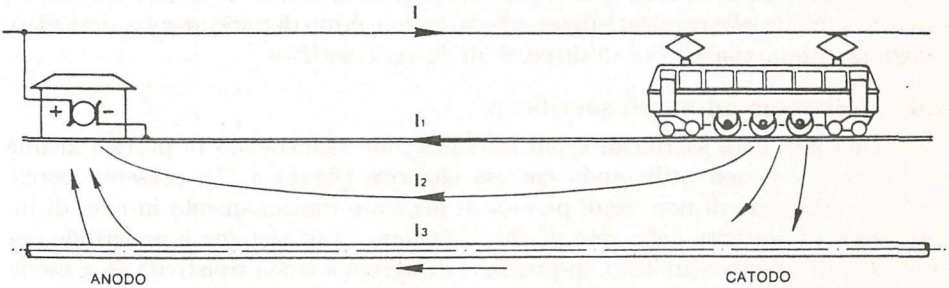


FIG. 4.21 Correnti vaganti nel ritorno alla sottostazione, che passano anche attraverso una tubazione.

4.6.1 Protezione delle condotte d'acciaio dalla corrosione

I sistemi di protezione delle tubazioni d'acciaio dalla corrosione sono essenzialmente di due tipi: protezione passiva e protezione attiva.

La prima, che deve essere sempre applicata, si propone di isolare la tubazione dall'ambiente esterno e viene realizzata mediante rivestimenti impermeabili ed elettricamente isolanti, che, per risultare efficaci, devono essere stabili chimicamente, tenacemente aderenti al metallo, resistenti agli urti, alle flessioni, alle azioni abrasive, agli agenti atmosferici ecc.

Nel paragrafo 4.5.1 sono stati illustrati i più comuni rivestimenti interni ed esterni che vengono realizzati nelle fabbriche italiane; ovviamente, il rivestimento esterno pesante e quello interno a spessore sono quelli che offrono maggiore garanzia. Si ricorda che l'efficacia dei rivestimenti è legata all'accuratezza con cui vengono eseguite le operazioni di carico, trasporto, scarico, accatastamento delle tubazioni, di esecuzione delle giunzioni e di rivestimento in opera dei pezzi speciali.

I tubi, inoltre, devono restare isolati rispetto a qualsiasi altra struttura metallica interrata e ad altre tubazioni e, quando ciò non fosse possibile, è necessario inserire dei giunti isolanti a monte e a valle dei punti di contatto tra tubazione e struttura.

4.6.2 La protezione attiva o catodica

In presenza di terreni di elevata aggressività o di correnti vaganti, la protezione passiva della tubazione non offre sufficiente garanzia di risultati, per cui è senz'altro consigliabile effettuare la protezione attiva, detta anche protezione catodica.

Questa si fa abbassando il potenziale della tubazione fino a che non è più possibile la sua dissoluzione; la tubazione risulta cioè il catodo di un grande elemento elettrochimico appositamente realizzato, il cui anodo è costituito da una o più prese di terra, dette "dispersori anodici", che sono soggette alla dissoluzione elettrolitica. In assenza di correnti vaganti, esiste un pericolo minimo di corrosione delle condotte in terreni con resistenza maggiore di 5000 $\Omega \times$cm, per cui, in genere, la protezione attiva viene limitata ai tratti in cui i terreni attraversati hanno resistenza inferiore al suddetto valore.

La protezione catodica può essere eseguita con due tecniche diverse: mediante *corrente impressa* e mediante *anodi sacrificali di magnesio*. La scelta fra i due sistemi viene fatta in base alla resistività dei terreni, alla presenza o meno di correnti vaganti, alle caratteristiche delle tubazioni (tipo di rivestimento, diametro, lunghezza ecc.), alla facilità di disporre di energia elettrica.

4.6.2.1 Sistema ad anodi sacrificali

Il sistema ad anodi sacrificali è più semplice, non richiedendo in pratica alcuna manutenzione e non utilizzando energia elettrica (figura 4.22); presenta perciò anche il vantaggio di non avere periodi di mancato funzionamento in caso di interruzione di corrente nella rete di alimentazione. Tale sistema è preferibile per tubazioni di sviluppo limitato, in presenza di terreni a bassa resistività (per esempio terreni argillosi) e in assenza di correnti vaganti.

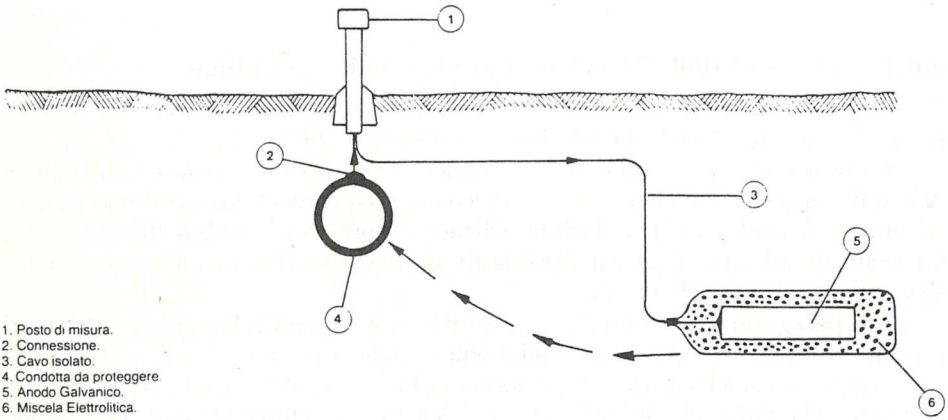


Fig. 4.22 Schema di protezione catodica con anodi sacrificali.

Per la protezione delle condotte interrate sono di norma impiegati anodi costituiti da leghe di magnesio, che vengono distribuiti lungo il tracciato delle tubazioni a una distanza di alcuni metri da queste e a una profondità di 1,50–2,00 m; tali

anodi vengono collegati alle condotte mediante cavi di rame isolati. Il peso e il numero degli anodi (e quindi la loro distanza) varia con le caratteristiche delle condotte e con la durata per la quale viene dimensionato il sistema di protezione (in genere 10–15 anni). Nella figura 4.22 è riportato uno schema di protezione con anodi sacrificali.

4.6.2.2 Protezione mediante corrente impressa

Tale sistema di protezione è costituito da uno o più gruppi di alimentazione, ciascuno dei quali comprende un alimentatore, un dispersore anodico e due punti di misura, uno sull'alimentatore e uno sul dispersore.

L'alimentatore, collocato all'interno di una cabina metallica, è allacciato alla rete elettrica a bassa tensione (220 V o 380 V) ed è costituito da un gruppo trasformatore–raddrizzatore (il circuito di protezione è a corrente continua); il suo polo negativo viene collegato alla condotta e quello positivo al dispersore anodico, che è costituito da materiale ferroso o da anodi di grafite e viene posto a una distanza di circa 100 m dalla condotta e alla profondità di 1,50 m (figura 4.23).

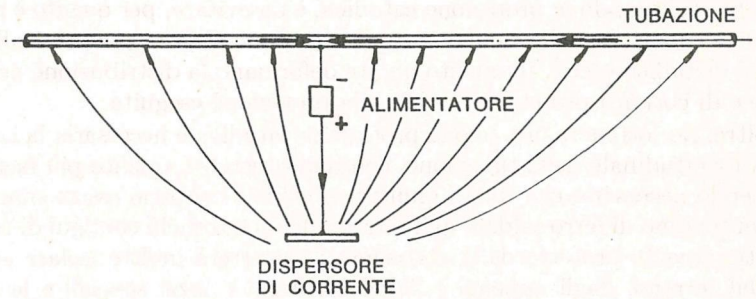


Fig. 4.23 Schema di protezione catodica mediante corrente impressa.

Il funzionamento del sistema viene controllato mediante la lettura degli strumenti incorporati nell'alimentatore. Anche in questo caso il dimensionamento viene fatto per una durata di 15–20 anni. La potenza del gruppo di alimentazione dipende dalle caratteristiche della condotta (diametro e lunghezza del tratto che viene protetto) e dall'isolamento di questa rispetto all'esterno che si vuole ottenere.

Di norma si impiegano gruppi di alimentazione piccoli, medi e grandi, rispettivamente da 125 W, 250 W e 500 W; nella tabella 4.11 sono indicati i valori della lunghezza e della superficie massima di tubazioni che si possono proteggere con i tre gruppi e i consumi annui di energia per ottenere un buon isolamento, secondo la TUBI DALMINE ILVA.

I valori riportati in tabella sono stati determinati partendo dalla constatazione sperimentale che esiste un potenziale di protezione, cioè un valore limite di potenziale (negativo rispetto al terreno) al di sotto del quale i processi anodici che provocano la corrosione risultano impossibili. Tale valore limite è pari a $-0,85$ V rispetto al terreno, ma è consigliabile assumere un valore di $-0,95$ V per terreni che possono essere sede di batteri riduttori dei solfati.

A partire dal punto di collegamento con l'alimentatore del sistema di protezione catodica, il potenziale lungo la tubazione rispetto al terreno va progressivamente aumentando per effetto della resistenza elettrica della tubazione stessa; dovendosi avere il valore limite del potenziale nei punti più distanti dall'alimentatore, il potenziale in prossimità di questo deve essere molto più basso.

Partendo da tali presupposti, sono stati dedotti i valori caratteristici dei vari tipi di impianti riportati nella tabella 4.11.

Tab. 4.11 Lunghezze e superfici di tubazione che si possono proteggere e consumi annui di energia in funzione della potenza dell'impianto impiegato

		Potenza dell'impianto		
		125W	250W	500W
Lunghezza max tubaz.	(Km)	7	10	15
Superficie max tubaz.	(m^2)	10.000	20.000	30.000
Consuno medio annuo di energia	(KWh)	500	1.000	2.000

Anche realizzando la protezione catodica, è da evitare, per quanto è possibile, di posare la tubazione nelle vicinanze di strutture metalliche (ponti metallici, altre tubazioni metalliche ecc.), in quanto queste deformano la distribuzione nel terreno delle linee di correnti protettive dovute alla protezione eseguita.

Inoltre, per ottenere una buona protezione catodica è necessaria la continuità elettrica longitudinale della tubazione, con una resistenza quanto più bassa possibile; è perciò necessario che tutti i giunti non saldati debbano essere shuntati mediante un tondino di ferro saldato agli estremi dei due tronchi contigui di tubazione e opportunamente protetto dalla corrosione. Occorrerà inoltre isolare adeguatamente dal terreno, dagli appoggi e dagli ancoraggi i pezzi speciali e le apparecchiature non provvisti di adeguati rivestimenti, mediante giunti isolanti e piastre o curve di bachelite o di materiale plastico.

In ogni caso, la realizzazione di un buon sistema di protezione catodica richiede una serie di studi preliminari sui terreni attraversati e la messa in pratica di conoscenze specifiche che solo specialisti in materia posseggono.

4.7 La protezione dalla corrosione dei tubi di ghisa

La protezione dalla corrosione dei tubi di ghisa viene di norma limitata a quella passiva, costituita dai rivestimenti su cui si è riferito al paragrafo 4.4.2

Nei tubi prodotti mediante colatura entro forme fisse o centrifugati in forme di sabbia, una lunga esperienza dimostra che la crosta di fusione che si forma rappresenta un elemento di protezione molto efficace contro la corrosione; tale crosta manca però nei tubi ottenuti per centrifugazione entro forme metalliche, che sono più esposti alla corrosione.

Tuttavia, anche questi tubi sono dotati di resistenza elettrica longitudinale molto elevata, per la presenza del materiale elastico dei giunti, per cui i processi corrosivi sono enormemente ostacolati. Inoltre le tubazioni di ghisa, anche del tipo sferoidale, hanno degli spessori maggiori rispetto a quelle in acciaio, per cui

l'eventuale corrosione fa sentire il suo effetto negativo dopo tempi più lunghi.

Il processo di corrosione della ghisa, che è noto con il nome di grafitizzazione, può perciò risultare pericoloso solo in terreni dotati di aggressività molto elevata o per effetto di correnti vaganti. Nella ghisa i prodotti della corrosione della ferrite (ossidi, idrossidi e sali) restano frammisti alla grafite; se la grafitizzazione è completa, si perdono tutti i costituenti ferrosi della ghisa e restano solo i prodotti della corrosione e la grafite.

I tubi di ghisa, anche completamente grafitizzati, conservano l'aspetto di quelli integri e non danno in genere alcun problema nelle normali condizioni di esercizio, ma, per particolari sollecitazioni esterne, dovute al traffico stradale, a vibrazioni, a movimenti del terreno o per effetto di sollecitazioni dinamiche da colpo d'ariete, possono andare incontro a rotture improvvise.

Ma la grafitizzazione completa può verificarsi solo nelle condizioni particolari esposte sopra e dopo un periodo di esercizio abbastanza lungo; negli altri casi si verifica una grafitizzazione superficiale o un po' più avanzata, che non crea particolari problemi. Quando però si è in presenza di terreni particolarmente aggressivi o di forti correnti vaganti e la protezione passiva non offre assolute garanzie, l'impiego delle tubazioni in ghisa non è consigliabile, in quanto la protezione attiva sarebbe estremamente onerosa.

Infatti, per realizzare una buona protezione catodica è necessaria la continuità elettrica longitudinale della tubazione, con una resistenza quanto più bassa possibile, per cui, per la presenza dei giunti elastici, occorrerebbe shuntare ciascun tronco di tubazione; in altri termini, i giunti elastici, che come si è detto in precedenza costituiscono generalmente un vantaggio ai fini dei processi corrosivi per la resistenza longitudinale molto elevata che conferiscono alla tubazione, in situazioni particolari, in cui invece sarebbe indispensabile la protezione attiva, rendono estremamente difficile – e praticamente impossibile – la realizzazione di tale protezione.

4.8 Le tubazioni cementizie

I tubi di calcestruzzo hanno trovato fino a non molto tempo addietro delle difficoltà d'impiego in presenza di pressioni interne, anche di entità limitata. Ciò era dovuto ad alcune caratteristiche meccaniche del materiale: la bassa resistenza a trazione, il cui effetto è quello di richiedere degli spessori molto grandi anche per piccole pressioni di esercizio; la fragilità che impedisce giunzioni con materiali diversi forzati per battitura per realizzare la tenuta; la non assoluta impermeabilità per elevate pressioni di esercizio.

I suddetti inconvenienti non sono del tutto superabili neanche con il calcestruzzo armato, in quanto, anche se il ferro assorbe gli sforzi di trazione, risulta necessario, per non provocare fessurazioni nel calcestruzzo, realizzare dei tubi di grande spessore e limitare a valori molto bassi la tensione ammissibile nell'armatura metallica, data la forte differenza tra i moduli di elasticità longitudinale dei due materiali.

D'altra parte, l'economicità e la maggior resistenza del calcestruzzo all'aggressività delle acque trasportate e dei terreni di posa, rispetto ai materiali metallici, hanno incoraggiato una serie di ricerche aventi lo scopo di ovviare alle citate carat-

teristiche negative del materiale, ricerche che hanno avuto un certo successo.

Si è avuto, in particolare, un aumento della resistenza a trazione del materiale e un miglioramento della impermeabilità, anche per spessori limitati, grazie al confezionamento di calcestruzzi con rapporti acqua/cemento molto bassi, con l'impiego di inerti aventi particolari composizioni granulometriche (per esempio, le dimensioni massime degli inerti oggi impiegati sono minori di $s/4$, essendo s lo spessore del tubo, e, comunque, di 2,5 cm) e grazie all'uso di particolari tecniche di vibrazione, come quella di realizzare i tubi mediante centrifugazione; la precompressione, che elimina gli sforzi di trazione nel calcestruzzo, evitando così i pericoli di fessurazione per effetto della pressione interna, e l'introduzione della gomma quale materiale di tenuta delle giunzioni, hanno consentito di eliminare gli altri maggiori problemi dei tubi di calcestruzzo, favorendone la diffusione.

Naturalmente, le tecnologie sopra descritte, in particolare la centrifugazione e la precompressione, hanno sempre più sviluppato la diffusione delle tubazioni di calcestruzzo realizzate in stabilimento, rispetto a quelle costruite in prossimità del luogo d'impiego. Solo per diametri molto grandi, si provvede a volte alla realizzazione dei tubi direttamente in opera, col vantaggio di eliminare il problema delle giunzioni e di evitare il trasporto, che sarebbe molto oneroso per tali diametri.

Attualmente vengono prodotti in fabbrica tubi di c.a. e c.a.p. fino a diametri di 2500 mm e oltre, con vari procedimenti e tecniche, che sono in continua e rapida evoluzione, per l'intento di ottenere un materiale di caratteristiche sempre migliori, con giunzioni di ottima affidabilità e a costi quanto più possibile limitati.

Per i tubi di c.a. e c.a.p. la normativa nazionale era molto scarsa fino all'emanazione del DM 12.12.1985, entrato in vigore il 12.3.1986, che è di carattere generale. In precedenza esisteva solo:
– Circolare Ministero LL.PP. n.20 del 31.7.37 sulle "Norme e prescrizioni per l'accettazione dei tubi di cemento e per le condotte forzate d'acquedotto", che sono state integrate dall'Ente Autonomo per l'Acquedotto Pugliese;
– Norme tecniche per le tubazioni di c.a. e di c.a.p. della Cassa per il Mezzogiorno;
– Proposta di Norme ANDIS del 1973, mai ufficializzata, che si riferisce ai soli tubi in pressione da impiegare per acquedotti.

4.8.1 I tubi di cemento armato semplice

Vengono realizzati mediante due diverse tecniche: mediante vibrazione del getto contenuto entro due forme, l'una interna e l'altra esterna e per centrifugazione del getto mediante la rotazione di una sola forma esterna.

Nel primo procedimento si inserisce la gabbia metallica all'interno delle due forme concentriche, disposte con l'asse verticale, riproducenti le superfici esterna e interna del tubo; si effettua quindi il getto gradualmente, mantenendo in vibrazione le due forme a mezzo di vibratori agenti sulle loro superfici esterne.

Col secondo procedimento, la forma riproducente la superficie esterna del tubo viene disposta orizzontalmente e, dopo aver posto al suo interno la gabbia metallica, viene messa in rapida rotazione intorno al suo asse; viene quindi gettato con gradualità il calcestruzzo distribuendolo su tutta la lunghezza, così da formare sulla parete più strati successivi, senza separazione dei componenti, fino a ottenere lo spessore voluto. La compattezza del getto è in questo caso assicurata dalla forza centrifuga.

Dopo un po' di tempo, i tubi ottenuti con le descritte tecniche vengono estratti dalle forme, facendo proseguire la maturazione mediante trattamento con acqua e vapore.

Il calcestruzzo deve essere confezionato secondo le modalità di cui si è detto in precedenza e deve avere un elevato dosaggio di cemento (circa 400 Kg/m^3), in modo da ottenere valori della resistenza a compressione a 28 giorni pari ad almeno 350 Kg/cm^2; se le acque da convogliare o i terreni attraversati dai tubi sono aggressivi per i cementi Portland, è opportuno adoperare cementi con elevata resistenza chimica, come per esempio quelli pozzolanici.

Il ferro d'armatura deve essere di ottima qualità, anche se le sue caratteristiche meccaniche non sono sfruttate al massimo. Per spessori del tubo fino a 10 cm l'armatura metallica è costituita da un'unica gabbia con ferri elicoidali, che devono assorbire gli sforzi di trazione che sorgono per effetto della pressione interna e con ferri longitudinali che assorbono gli sforzi che si hanno per effetto della flessione in senso longitudinale. La gabbia viene ubicata o in posizione baricentrica o leggermente spostata verso la superficie interna del tubo. Per spessori maggiori di 10 cm si ha invece una doppia gabbia d'armatura.

L'area A_a dell'armatura elicoidale (o quella complessiva delle due eliche per doppia gabbia) deve assorbire interamente lo sforzo di trazione dovuto alla pressione nominale p_N, prescindendo dalla resistenza a trazione del calcestruzzo, per cui deve risultare:

$$A_a = \frac{p_N\, D\, l}{2\sigma_a} \tag{4.11}$$

essendo l il passo dell'elica.
Per σ_a è opportuno non superare valori dell'ordine di $80 \div 100$ N/mm^2 indipendentemente dal tipo di acciaio adoperato; ciò perché altrimenti, per evitare fessurazioni nel calcestruzzo, occorrerebbero spessori s del tubo troppo grandi, con percentuali d'armatura molto basse.

Per evitare fessurazioni nel calcestruzzo, occorrerà verificare che non venga superata una determinata tensione di trazione σ_{ct}, considerando però questa volta anche la collaborazione del calcestruzzo stesso, con un coefficiente di omogeneizzazione (rapporto tra i moduli elastici E_a dell'acciaio ed E_{ct} del calcestruzzo a trazione) che può essere assunto pari a 25; quindi la tensione σ_a nell'armatura metallica da mettere in conto risulta in questo caso:

$$\sigma_a = \sigma_{ct}\frac{E_a}{E_c} = 25\sigma_{ct} \tag{4.12}$$

Per σ_{ct} si può assumere, nella verifica a fessurazione, un valore pari a circa 1/2 della resistenza σ_{rt} a rottura a trazione a 28 giorni, che in mancanza di sperimentazioni apposite, si ammette uguale a:

$$\sigma_{rt} = 0,27\,(R_{ck})^{2/3} \tag{4.13}$$

con R_{ck} resistenza a compressione a 28 giorni; nella (4.13) σ_{rt} e R_{ck} sono espresse in N/mm^2. Per R_{ck} variabile da 25 a 40 N/mm^2, si ricavano dalla (4.13) valori di σ_{rt} che vanno da 2,1 a 3,1 N/mm^2 e quindi di σ_{ct} compresi all'incirca tra 1,15

e 1,55 N/mm^2; dalla (4.12) si vede quindi che per la verifica a fessurazione è da mettere in conto una σ_a nell'armatura metallica molto bassa.

Considerando il contributo sia dell'armatura metallica che del calcestruzzo, affinché non si verifichino fessurazioni dovrà risultare:

$$2\,s\,\sigma_{ct} + \frac{2\,\sigma_a\,A_a}{l} = p_N\,D \tag{4.14}$$

essendo s lo spessore del tubo.
Sostituendo nella (4.14) il valore di σ_a dato dalla (4.12) si ricava per s:

$$s = \frac{p_N\,D}{2\,\sigma_{ct}} - \frac{A_a}{l}\frac{E_a}{E_c} \tag{4.15}$$

I tubi di cemento armato semplice vengono realizzati per pressioni nominali massime di 0,7 N/mm^2.

Esemplificazione numerica

Si vuole determinare l'armatura metallica e lo spessore di un tubo in calcestruzzo, del diametro di 1,0 m, per una pressione nominale $p_N = 0{,}4$ N/mm^2.
Per l'armatura elicoidale, limitando la tensione σ_a nell'acciaio a 100 N/mm^2, dalla (4.11) si ricava $A_a/l = 2$ mm. Per un calcestruzzo con $R_{ck} = 40$ N/mm^2 si può assumere $\sigma_{ct} \cong 1,6$ N/mm^2 e quindi, per $E_a/E_{ct} = 25$, dalla (4.15) si ottiene $s = 75$ mm.

4.8.2 I tubi di cemento armato precompresso

Lo scopo della precompressione del calcestruzzo è quello di evitare che durante l'esercizio il materiale sia soggetto a sforzi di trazione, che costringono a produrre tubi di spessore molto elevato, a sfruttare poco le caratteristiche meccaniche del ferro d'armatura e a contenere la pressione nominale entro limiti piuttosto bassi. I tubi di c.a.p. vengono prodotti con due diversi procedimenti.

Il primo consiste nel tendere l'armatura metallica elicoidale e quella longitudinale prima di effettuare il getto del calcestruzzo. Tali armature vengono disposte verso l'esterno del tubo; a volte viene inserita una seconda gabbia di armatura ordinaria verso la parte interna del tubo stesso, per esigenze di fabbricazione.

Il secondo procedimento di realizzazione consiste nel mettere in tensione i ferri longitudinali e quelli elicoidali durante la fase di presa del calcestruzzo.

La precompressione deve essere di entità tale che il calcestruzzo risulti nelle condizioni di esercizio ancora sensibilmente compresso e che, per una pressione interna pari a 2 volte quella di esercizio, la tensione di trazione nell'armatura elicoidale non superi il 70% di quella di rottura.

Quando l'ambiente di posa è di caratteristiche tali da poter attaccare il cemento, è molto importante prevedere dei rivestimenti dei tubi, anche per prevenire qualsiasi possibilità di corrosione dell'armatura pretesa posta nei pressi della superficie esterna degli stessi. Un rivestimento efficace, che assicura un adeguato isolamento del tubo rispetto all'ambiente esterno, è quello eseguito con mastice bituminoso armato con tessuto di vetro e costituito da:
– uno strato di vernice bituminosa a freddo (*primer*);
– uno strato di mastice bituminoso a caldo di spessore non inferiore a 2,5 mm;

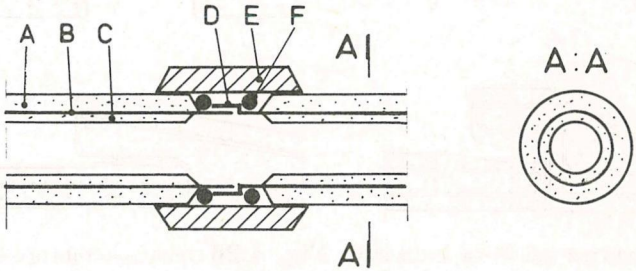
– una fasciatura continua di tessuto di vetro reticolare;
– uno strato di tessuto di vetro a caldo, dello spessore minimo di 2,5 mm, che incorpori completamente il tessuto di vetro.
I tubi di c.a.p. vengono realizzati fino a pressioni nominali di 2 N/mm^2.

4.8.3 Tubi di cemento armato con incorporato un tubo metallico molto sottile (tubi Bonna)

Sono formati da un tubo di acciaio saldato di piccolo spessore, con un rivestimento interno e un altro esterno di calcestruzzo; il tubo di acciaio, dello spessore minimo di 2 mm, ha le estremità rinforzate mediante anelli saldati di lamiera striata e ha il precipuo compito di assicurare la perfetta impermeabilità del manufatto.

Il giunto del tubo di acciaio può essere realizzato mediante espansione del rinforzo di una delle due testate, così da formare una specie di bicchiere nel quale entra la testa liscia del tronco di tubo adiacente o mediante un manicotto di lamiera striata che abbraccia le due estremità adiacenti del tubo stesso (figura 4.24).

Il rivestimento interno è di calcestruzzo semplice per i piccoli diametri e di calcestruzzo armato con ferri elicoidali e longitudinali per i grandi diametri e ha uno spessore minimo di 15 mm. Il rivestimento esterno è, per qualsiasi diametro, in c.a. (e a volte anche in c.a.p.), e ha uno spessore minimo di 25 mm.



A—rivestimento esterno in c.a.; B—tubo in lamierino metallico; C—rivestimento interno in c.a.; D—giunto a bicchiere del lamierino; E—manicotto in cemento; F—anelli di tenuta in gomma.

Fig. 4.24 Tubo Bonna con giunto.

Il rivestimento interno viene realizzato mediante centrifugazione di successivi strati, in modo da conferirgli un'elevata compattezza e una rugosità molto piccola. Il rivestimento esterno costituisce la parte resistente del tubo, sia alla pressione interna che alle sollecitazioni esterne e viene realizzato mediante vibrazione del calcestruzzo. L'area dell'armatura elicoidale deve essere pari ad almeno i 2/3 dell'area del tubo di acciaio e deve essere sottoposta a una tensione massima d'esercizio di 80–90 N/mm^2, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Dati gli spessori limitati dei rivestimenti interno ed esterno, il calcestruzzo adoperato deve essere di ottima qualità, per cui il dosaggio di cemento è molto elevato (500 Kg/m^3). Questo tipo di tubi viene realizzato per diametri da 100 fino a 2000 mm, ma non mancano applicazioni anche per diametri maggiori (fino a 4

m); la pressione nominale raggiunge valori massimi anche di 3 N/mm^2.

4.8.4 Giunti dei tubi di c.a., di c.a.p. e dei tubi Bonna

I giunti dei tubi di c.a. e di c.a.p. sono comunemente quelli a bicchiere con anello di gomma; il bicchiere è ottenuto direttamente durante la fase di produzione del tubo. Solo dopo la completa maturazione del getto la superficie esterna del tubo che entra nel bicchiere e quella interna del bicchiere vengono opportunamente lavorate a macchina, ricavando incavi e risalti per l'introduzione dell'anello di tenuta in gomma e per rendere più difficile l'espulsione dell'anello stesso durante l'esercizio.

La testata del tubo viene opportunamente rinforzata nei pressi del bicchiere, mediante aumento dello spessore e dell'armatura metallica. Nelle figura 4.25, 4.26 e 4.27 sono rappresentati alcuni tipi di giunti a bicchiere per tubazioni di c.a. e c.a.p.: il primo (figura 4.25) è impiegato per tubi di c.a. ordinario; il secondo per tubi di c.a.p. con armatura posta in tensione durante la presa del calcestruzzo (figura 4.26); il terzo per tubi di c.a.p. realizzati con ferro preteso (figura 4.27).

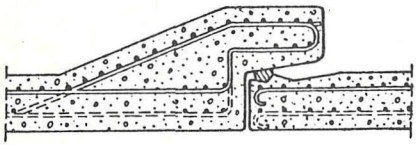


Fig. 4.25 Giunto per tubi di c.a. ordinario.

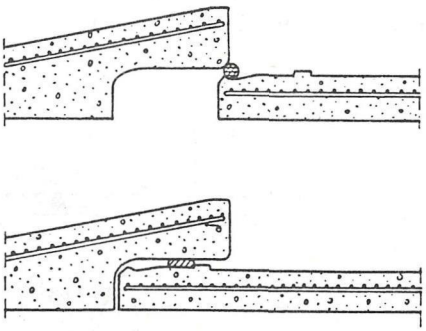


Fig. 4.26 Giunto per tubi di c.a.precompresso.

Fig. 4.27 Giunto per tubi di c.a.p. realizzati con armatura pretesa.

Molto meno diffusi sono i giunti a manicotto (in c.a. o in c.a.p.) e anelli di gomma per la tenuta, che sono stati invece assai adoperati per i tubi di cemento amianto e che saranno illustrati nel seguito; le giunzioni a manicotto possono essere fatte con giunto Simplex o con giunto Gibault.

Nei tubi Bonna il tubo metallico interno sporge al di là dei rivestimenti interni

ed esterni in calcestruzzo, così che le sue estremità possono essere collegate con giunto a bicchiere o a manicotto; nel primo caso una delle estremità è sagomata a bicchiere, e il giunto può essere eseguito in opera con le stesse modalità viste nel paragrafo 4.5.2 per i giunti a bicchiere dei tubi acciaio. Un manicotto in c.a. esterno, che fascia le parti metalliche scoperte, assolve la funzione resistente e garantisce la coassialità dei tronchi giuntati (figura 4.24).

4.8.5 Prove per i tubi di c.a. e di c.a.p.

Il Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12.12.1985 prevede, per le tubazioni in esame, oltre alle prove di collaudo in opera di cui si è detto nel paragrafo 4.2, delle prove in stabilimento. Per i tubi di c.a. ordinario sono previste una prova a rottura per pressione interna e una prova di flessione trasversale di rottura e di fessurazione; per quanto riguarda in particolare la prima prova, detto p^* il maggiore dei due valori espressi da p_N (pressione nominale) e da p_C (pressione di collaudo in campo)[3] in Kgf/cm^2, la pressione di rottura p_r, sempre in N/mm^2, deve risultare:[4]

$$p_r \geq p^* + 1,5 \qquad (p^* \leq 3 \text{ Kgf/cm}^2)$$

$$p_r \geq 1,5p^* \qquad (p^* > 3 \text{ Kgf/cm}^2)$$

Per i tubi di c.a.p. è prevista una prova a fessurazione per pressione interna, secondo la quale la pressione p_f di fessurazione, a deformazioni lente esaurite, deve risultare:

$$p_f \geq 1,25p^*$$

Per i tubi di c.a. con tubazione interna in acciaio, il D.M. dei LL.PP. non prevede prove specifiche; i requisiti essenziali dei tubi previsti in progetto devono essere documentati da prove di confrontabile affidabilità. È da notare che generalmente le ditte produttrici di tubazioni cementizie effettuano in stabilimento altre prove, oltre quelle indicate dal D.M. sopra citate, quali, per esempio, le prove di schiacciamento, di flessione longitudinale e di impermeabilità.

4.8.6 Pezzi speciali e posa in opera dei tubi di c.a. e c.a.p.

Le ditte produttrici dei tubi cementizi realizzano anche alcuni tipi di pezzi speciali, come per esempio le curve con diverse deviazioni angolari; tuttavia la tipologia dei suddetti pezzi speciali non è così vasta come per le tubazioni metalliche, per cui si è a volte costretti a impiegare raccordi di ghisa, che vengono collegati ai tubi cementizi mediante giunti con anelli di tenuta in gomma (giunti a manicotto Simplex o Gibault), identici a quelli adoperati per unire i tubi cementizi tra di loro.

Le apparecchiature speciali (saracinesche, valvole, sfiati ecc.) sono sempre di materiali metallici e vengono collegate ai tubi di c.a. e c.a.p. con i giunti sopra citati. La posa in opera dei tubi cementizi non differisce in pratica da quella descritta per i tubi di ghisa; è consigliabile però un valore minimo del ricoprimento un po' maggiore di quello indicato per i tubi di ghisa, specie per i grandi diametri.

---

(3) Il valore di p_C, come detto nel paragrafo 4.2, è pari a $1,5\,p_E$

(4) 1 Kgf/cm^2 $\cong$ 9,81 N/cm^2

4.8.7 Vantaggi e svantaggi dei tubi di c.a. e di c.a.p.

Il principale vantaggio delle tubazioni di c.a. e c.a.p. rispetto a quelle metalliche consiste nell'economicità. Si fa però presente che l'effettiva convenienza economica si ha solo per basse pressioni d'esercizio e per i grandi diametri (da 800 mm in su) e aumenta all'aumentare del diametro stesso; tuttavia, tale convenienza viene ridotta (in alcuni casi totalmente) dal maggior peso dei tubi cementizi rispetto a quelli metallici, che comporta un costo più elevato, sia di trasporto che di posa in opera. Solo quindi un'analisi abbastanza dettagliata dei costi in opera può fornire precise indicazioni sull'effettiva convenienza economica dei tubi di c.a. e c.a.p.

Per quanto riguarda la pressione nominale p_N, si è in precedenza detto che per i tubi in c.a. ordinario si raggiunge normalmente un valore di 0,7 N/mm^2 e con quelli in c.a.p. di 2 N/mm^2; tuttavia i maggiori valori indicati possono essere ottenuti solo con spessori notevoli, che comportano un maggior costo non solo dei tubi, ma anche del trasporto e della posa in opera. In definitiva quindi, i tubi di c.a. e c.a.p. possono risultare economicamente convenienti, rispetto a quelli metallici, solo per diametri da 800 mm in su e per basse pressioni nominali (0,3–0,4 N/mm^2 per i tubi di c.a. e 1–1,2 N/mm^2 per quelli in c.a.p.).

Altri pregi delle tubazioni cementizie sono l'elevata resistenza all'aggressività delle acque trasportate e dei terreni di posa, la durata, la buona conservazione nel tempo della superficie interna e la possibilità di poter effettuare riparazioni in opera senza dover sostituire i tubi. Infatti i tubi di c.a. e c.a.p. non vanno incontro, in genere, a riduzioni dello spessore nel tempo né allo scoppio, come i tubi di vari altri materiali; sono invece soggetti al verificarsi di lesioni, per cui si può intervenire in opera mediante manicotti armati o realizzando un tubo sovrapposto nelle zone lesionate.

Un inconveniente delle tubazioni cementizie è costituito dalla possibilità che le radici degli alberi penetrino al loro interno attraverso lesioni capillari, andando a formare delle ostruzioni pressoché complete, dette *code di volpe*.

Un altro inconveniente dei tubi cementizi è costituito dalla possibilità del verificarsi di danni, anche rilevanti, per effetto dei fulmini, che possono produrre rotture dei giunti e lesioni longitudinali per tratti assai lunghi, a partire dal punto d'ingresso della scarica elettrica.

Infine, l'impiego delle tubazioni cementizie è consigliabile solo in presenza di terreni di posa che diano garanzie di stabilità abbastanza elevate.

4.9 I tubi di cemento amianto

I tubi di cemento amianto sono costituiti da una speciale malta di cemento, che ha per inerte delle fibre di amianto. L'amianto, che dal punto di vista chimico è un silicato idrato di magnesio, è un minerale fibroso, noto fin da tempi assai remoti per la resistenza alle elevate temperature e per l'inalterabilità nel tempo.

Prima di trattare più diffusamente dei tubi di cemento amianto, che hanno trovato in passato un largo impiego negli acquedotti, è necessario far presente che dopo anni di ricerche l'amianto è stato riconosciuto nocivo alla salute umana e la legge n.257 del 27.3.1992, contenente le "Norme relative alla cessazione dell'impiego dell'amianto" e pubblicata nella GU del 13.4.1992, prevede il divieto dell'estrazio-

ne, dell'importazione, dell'esportazione, della commercializzazione e della produzione di amianto, di prodotti di amianto e di prodotti contenenti amianto entro 365 giorni dalla data della sua entrata in vigore; per i tubi, le canalizzazioni e contenitori per il trasporto e lo stoccaggio di fluidi per uso civile e industriale, tale divieto è previsto entro due anni dall'entrata in vigore della legge, tuttavia quasi tutte le ditte hanno smesso la produzione dei tubi di cemento amianto prima del termine citato.

I tubi di cemento amianto hanno perciò perduto pressoché completamente interesse; tuttavia si ritiene ugualmente utile fornire alcune nozioni su di essi, data la loro presenza abbastanza diffusa negli acquedotti esistenti.

Si accenna innanzi tutto ai motivi che hanno condotto alla legge n. 257 del 27.3.1992 e alle normative di carattere igienico che l'hanno preceduta, premettendo che per la produzione dei tubi veniva usato l'amianto serpentino o crisotilo, a fibre bianche e soffici e l'amianto anfibolo, a fibre più rigide e di colore paglierino (amosite) o bleu; il cemento era per lo più ad alta resistenza.

Occorre a questo punto far presente che le tubazioni di cemento amianto adoperate per il trasporto di acque per uso potabile non risultano di per se stesse nocive alla salute. È stato infatti dimostrato che l'amianto, e in particolare la crocidolite (amianto bleu) risulta nocivo alla salute per effetto dell'inalazione, che avviene negli ambienti di lavoro, specie se non sono state adottate opportune misure precauzionali, mentre il rilascio di fibre di cemento amianto da parte delle tubazioni non comporta danni all'organismo umano, anche perché da esperienze americane risulta che tale rilascio, espresso in peso di amianto, è estremamente modesto; al riguardo si fa presente che si è a volte stati tratti in inganno dal fatto che il rilascio, espresso in fibre, è invece elevatissimo, tanto che negli USA veniva considerata potabile un'acqua contenente fino a $7\,10^6$ fibre/litro.

Tutto ciò trovava conferma nelle varie norme di carattere igienico in vigore prima della legge n. 257 del 24.3.1992: la prima di tali norme è rappresentata dal più volte citato DM LL.PP. del 12.12.1985, che contemplava l'impiego delle tubazioni di cemento amianto per gli acquedotti; la seconda è il DPCM 8.2.1985 che recepiva i contenuti della direttiva comunitaria 778/80, che non fissava alcun limite per la presenza in acque potabili di fibre di cemento amianto; anche il DPR n. 236 del 24.5.1988, emanato in attuazione della citata direttiva CEE, non prevedeva limiti per la presenza di fibre di amianto nelle acque per uso potabile; infine, l'ordinanza del Ministero della Sanità del 26.6.1986, recante "Restrizioni all'immissione sul mercato e all'uso di crocidolite e dei prodotti che la contengono" recepiva la direttiva CEE n. 478/83 del 19.9.1983.

Tale ordinanza e la relativa circolare esplicativa n. 42/86 dell'1.7.1986, assieme al chiarimento fornito dall'Associazione dell'Industria Italiana del Cemento, del Fibro-Cemento, della Calce e del Gesso in data 29.12.1986, non prevedevano alcuna limitazione all'impiego, per il trasporto d'acqua potabile, delle tubazioni di cemento amianto prodotte senza crocidolite; per quelle, invece, prodotte con crocidolite l'impiego era consentito per il trasporto di acque potabili aggressive, mentre non lo era per quelle non aggressive, per le quali era stata concessa una deroga all'uso fino al 30.4.1991.

La stessa circolare precisava che la norma aveva carattere precauzionale e che avrebbe dovuto essere riesaminata, prima della scadenza della proroga, in base agli

studi e ai progressi tecnico-scientifici realizzati nel frattempo. Per quanto riguarda l'aggressività dell'acqua si faceva riferimento alla formula elaborata dall'American Water Works Associations (AWWA), ripresa dall'OMS e dall'Environmental Protection Agency (EPA); l'indice di aggressività $I.A$ dell'acqua in una tubazione, nell'intervallo di temperatura 4,5–26,5 $°C$ è dato dalla:

$$I.A = pH + log_{10}(A\,H) \tag{4.16}$$

dove:
A = alcalinità totale (mg/l di $CaCO_3$)
H = durezza calcica (mg/l di $CaCO_3$)
L'acqua risulta tanto più aggressiva quanto più basso è il valore dell'indice di aggressività; attualmente si ritiene che un'acqua con un $I.A > 12$ possa considerarsi non aggressiva.

Questa cronistoria ha lo scopo di tranquillizzare circa l'eventualità che le tubazioni in cemento amianto degli acquedotti esistenti possano risultare nocive alla salute umana. Si accenna ora alle più importanti caratteristiche dei tubi di cemento amianto.

Per la fabbricazione di tali tubi, l'amianto veniva preventivamente macinato, per suddividerne quanto più possibile le fibre, le quali venivano poi intimamente mescolate entro speciali vasche col cemento e con l'acqua, che era in quantità tale da ottenere una miscela molto liquida; nella miscela amianto-cemento il contenuto di amianto era del 18–20%.

I tubi erano prodotti mediante successivi avvolgimenti dell'impasto, fortemente compressi su forme rotanti, fino a raggiungere lo spessore voluto; durante la lavorazione il contenuto iniziale d'acqua della miscela diminuiva enormemente. Le fibre di amianto costituivano una vera e propria armatura della malta cementizia, assorbendo gli sforzi di trazione e assolvendo quindi a quella stessa funzione che nel cemento armato è affidata all'armatura metallica.

I primi tubi di cemento amianto risalgono al periodo 1913–1921 e sono dovuti all'ing. Adolfo Mazza della Eternit S.p.A. di Genova, che fu l'ideatore del procedimento di fabbricazione e della prima macchina produttrice; da quell'epoca essi hanno avuto un impiego assai diffuso, sia nel funzionamento in pressione (condotte irrigue e d'acquedotto) che in quello a gravità (condotte di scarico), grazie ad alcune loro buone caratteristiche, le più importanti delle quali sono:
– la resistenza all'aggressività dei liquidi trasportati e dei terreni di posa, resistenza che è più elevata anche di quella delle tubazioni di c.a. e c.a.p.;
– l'inattaccabilità da parte delle correnti vaganti;
– il basso coefficiente di scabrezza; tale caratteristica era esaltata dal fatto che il materiale non andava incontro ad alterazioni apprezzabili, per cui nei calcoli idraulici l'aumento del coefficiente di rugosità nel tempo da mettere in conto era di modesta entità.
– la leggerezza, in confronto ai tubi di c.a. e c.a.p., dovuta sia al minor peso specifico del materiale, che è di 1900÷2000 Kg/m^3, sia ai minori spessori a parità di pressione nominale (per basse pressioni di esercizio i tubi di cemento amianto avevano, in alcuni campi di diametro, un peso addirittura inferiore a quello delle condotte d'acciaio); ovviamente tutto ciò si traduceva in un'economicità del trasporto

e della posa in opera;

– il costo abbastanza contenuto del tubo; rispetto alle tubazioni metalliche, quelle in cemento amianto risultavano in effetti più economiche solo per basse pressioni di esercizio (al più fino a 1 N/mm^2) e per diametri non molto grandi (al più fino a 800–1000 mm); la convenienza economica si estendeva verso diametri tanto maggiori quanto minore era la pressione di esercizio.

Altri pregi del cemento amianto erano costituiti dalla bassa conducibilità termica, che è una caratteristica assai importante per le tubazioni che convogliano acqua per uso potabile o acqua calda (acque termali). Il coefficiente di conducibilità termica del cemento amianto è circa 130 volte inferiore a quello del ferro, per cui i tubi di cemento amianto avevano un potere di isolamento termico centinaia di volte maggiore rispetto a quello dei tubi metallici, anche perché essi avevano, rispetto a questi ultimi, spessori assai maggiori.

L'assoluta impermeabilità del cemento amianto rendeva inoltre impossibile la penetrazione delle radici di piante all'interno delle tubazioni, al contrario di quanto accade, come si è visto in precedenza, per i tubi di c.a. e c.a.p.

Anche i tubi di cemento amianto non erano naturalmente esenti da inconvenienti. Una prima limitazione per l'impiego era rappresentata dal campo di produzione dei tubi: la normale produzione di serie si arrestava al diametro DN 500 mm per pressione nominale p_N = 1,78 N/mm^2, al DN 700 per p_N =1,53 N/mm^2 e al diametro DN 1000 per p_N = 1,27 N/mm^2. Solo dietro esplicite richieste e precisi accordi col progettista o col tecnico del committente, alcune ditte produttrici si riservavano la possibilità di fornire tubi di diametro maggiore (fino a un massimo di DN 2000 mm) e con pressioni nominali più elevate (fino a 2,55 N/mm^2).

Tuttavia, come si è detto in precedenza, già per i maggiori diametri e per le più elevate pressioni nominali del normale campo di produzione, questi tubi non presentavano in genere convenienza economica e ancor più non la presentavano, quindi, al di fuori di tale campo.

Un altro inconveniente dei tubi di cemento amianto era la loro maggiore fragilità, sia rispetto alle tubazioni metalliche che a quelle in c.a. e c.a.p., per cui il loro impiego non era adatto in presenza di terreni che non dessero adeguate garanzie di stabilità. In ogni caso, era da porre particolare cura nella loro posa in opera, in particolare per quel che riguardava il letto di posa, che doveva essere molto regolare e assicurare un appoggio continuo, per evitare le flessioni longitudinali.

4.9.1 Norme per la fabbricazione dei tubi di cemento amianto

I tubi di cemento amianto dovevano rispondere alle Norme UNI 4372/76, 5341/76, 7516/76, 7515/76, tutte del luglio 1976. Le prime due norme, valide rispettivamente per tubi in cemento amianto per condotte in pressione e per tubi per fognature urbane, erano conformi alle Norme dell'International Standardization Organization ISO/R 160 e ISO/R 881.

La Norma UNI 4372/76 prevedeva diametri nominali DN da 50 a 1000 mm e n.7 classi di pressione, da 0,3 N/mm^2 fino a 17 N/mm^2; il diametro nominale coincideva col diametro interno D_i del tubo. Nella tabella 4.12 sono riportati i valori dello spessore s del tubo per i vari diametri e per le classi di pressione previsti

dalla Norma [5]. Nel caso di produzione di tubi con maggiori pressioni di esercizio, la Norma raccomandava un intervallo tra due successive classi di pressione di 2,5 Kgf/cm^2.

Tab. 4.12 Diametri e spessori per le varie classi di pressione dei tubi in cemento amianto conformi alla NORMA UNI 4372/76

Diametro nominale mm	Classe di pressione 3	6	7,5	10	12,5	15	17,5
	Spessore nominale s mm						
50	9	9	—	9	9	9	9
60	9	9	—	9	9	9	11
80	9	9	—	9	11	13	15
100	9	9	—	10	13	16	18
125	9	9	—	11	14	17	20
150	9	9	—	12	16	20	23
200	11	11	—	17	22	26	31
250	13	13	—	18	23	28	34
300	15	15	—	22	27	34	40
350	17	17	—	25	32	39	46
400	17	19	—	28	36	45	52
450	18	21	26	31	42	50	58
500	19	23	29	35	46	56	63
600	23	27	34	40	48	60	—
700	27	32	39	47	55	64	—
800	31	36	45	54	63	—	—
900	35	41	50	60	70	—	—
1 000	39	46	56	66	77	—	—

L'*addendum* alla Norma del luglio 1979 prevedeva anche diametri nominali DN fino a 2000 mm, variabili di 100 mm in 100 mm nel campo $1000 < DN \leq 2000$ mm, per cui, come detto in precenza, alcune ditte produttrici, dietro precisi accordi col committente, fornivano tubi fino a diametri di 2000 mm e fino a pressioni nominali $p_N = 25$ Kgf/cm^2. In questi casi, il progettista o il tecnico del committente erano tenuti a dare al fabbricante tutti gli elementi necessari per la determinazione dello spessore da assegnare al tubo.

Le lunghezze dei tubi dovevano essere multiple di 0,50 m; il limite inferiore per le lunghezze era di 3 m per $DN \leq 200$ mm e di 4 m per $DN > 200$ mm, con tolleranze di + 5 mm e di - 20 mm, che dovevano essere rispettate almeno per il 90% dei tubi forniti.

Le prove sui tubi previste in officina erano le seguenti:

– prova di tenuta alla pressione idraulica interna: tale prova doveva assicurare la tenuta del tubo per una pressione interna di prova pari al doppio della classe di pressione del tubo;

[5] In questa tabella la p_N è espressa in Kgf/cm^2.

– prova di scoppio per pressione idraulica interna: da tale prova si doveva ottenere un valore della tensione σ_t di rottura, ricavato mediante la formula di Mariotte, di 24 N/mm^2 per tubo non immerso precedentemente in acqua e di 22 N/mm^2 per tubo precedentemente immerso in acqua per 48 ore. Il coefficiente di sicurezza allo scoppio, pari al rapporto tra la pressione p_S di scoppio e la classe di pressione p_N doveva risultare non inferiore ai valori indicati nella tabella 4.13;

– prova di rottura per schiacciamento trasversale (prova obbligatoria solo per $DN \geq 500$ mm). La tensione di rottura, per effetto del momento flettente trasversale di prova, doveva risultare pari rispettivamente ad almeno 49 N/mm^2 e a 41 N/mm^2, a seconda che il provino non fosse stato o fosse stato preventivamente immesso in acqua per 48 ore;

– prova di flessione longitudinale. Tale prova era facoltativa e veniva effettuata solo per $DN \leq 150$ mm, se richiesta al momento dell'ordinazione. Doveva dar luogo a una tensione a rottura a flessione $\sigma_f \geq 27$ N/mm^2, valore che poteva essere ridotto del 20% per tubi di prova preventivamente immessi in acqua per 48 ore.

Tab. 4.13 Valori dei coefficienti di sicurezza nella prova di scoppio dei tubi in cemento amianto previsti dalla NORMA UNI 4372/76

Diametro nominale mm	Coefficiente di sicurezza minimo per le classi	
	3 - 6 - 7,5	10 - 12,5 - 15 - 17,5
da 50 fino a 100	4	4
da 125 fino a 200	3,5	3,5
da 250 fino a 500	3	3
oltre 500	3	2,5

La Norma prevedeva, ovviamente, anche tutte le modalità di esecuzione delle prove. La Norma prescriveva poi che il giunto doveva resistere senza perdite alla prova di tenuta descritta per il tubo, anche se esso era montato con la massima deviazione angolare tra i pezzi giuntati, indicata e garantita dal fabbricante.

La Norma UNI 7516/76 riguarda le prove in opera sui tubi di cemento amianto ed era quindi in un certo senso già superata dalle norme tecniche sulle tubazioni, contenute nel Decreto del Ministero dei LLPP del 12.12.1985.

La Norma UNI 7517/76 non è altro che una guida per la scelta della classe dei tubi di cemento amianto, sottoposti a carichi esterni e funzionanti con o senza pressione esterna. Tale norma era molto importante, in quanto fissava i criteri per determinare lo stato di tensione nelle tubazioni di cemento amianto per effetto di tutte le sollecitazioni esterne, quali il peso proprio, il peso del terreno di ricoprimento, i sovraccarichi esterni (statici e dinamici), le variazioni termiche ecc., in modo da pervenire al calcolo della pressione equivalente p_0 e quindi della pressione nominale p_N della (4.1), in base alla quale andava scelta la classe di pressione del tubo.

È da notare che, come la norma mette in luce, tale stato di tensione dipendeva,

oltre che dai carichi esterni, dalle condizioni di posa e, in particolare, dal tipo di appoggio del tubo nella trincea di scavo e dal costipamento del terreno ai lati e al di sopra del tubo.

L'appoggio del tubo poteva avvenire su culla continua di calcestruzzo, su letto costipato di sabbia o direttamente sul fondo della trincea spianata, quando i terreni, non rocciosi, erano privi di zolle e di grossi ciottoli; al primo tipo di appoggio si ricorreva solo nel caso di terreni molto cedevoli.

Solo nel caso di "normali condizioni di impiego" poteva essere evitato il calcolo della pressione equivalente p_0 (ritenendola perciò trascurabile) e far coincidere quindi la massima pressione di esercizio con la classe di pressione del tubo. Per normali condizioni di impiego si intendeva che la tubazione fosse posata su un appoggio continuo, realizzato con terreno sciolto non argilloso, dello spessore pari ad almeno $D/10 + 0,10$ m, e fosse accuratamente rincalzata e ricoperta con detto materiale, opportunamente costipato fino a un'altezza di almeno 20 cm al di sopra della generatrice superiore della tubazione stessa; il successivo rinterro doveva avere un costipamento ordinario.

Naturalmente, per poter ritenere p_0 trascurabile, non dovevano inoltre esserci sovraccarichi accidentali e lo spessore del terreno di ricoprimento sull'estradosso della tubazione doveva variare da un valore minimo di 1 a un massimo di 2 m circa.

A seguito della legge che prescrive il divieto della produzione di amianto, vengono prodotti tubi in fibrocemento, senza amianto, impiegando fibre sintetiche di materie plastiche (polietilene e polivinilalcool) e cellulosa, assieme al cemento e all'acqua di impasto. Si tratta di tubi in materiale *Composito Polimeri e Cemento* (tubi di *CPC*), che attualmente trovano impiego solo nelle reti di scarico, non essendo ancora idonei al funzionamento in pressione.

4.9.2 Giunti e raccordi per le tubazioni di cemento amianto

I giunti per i tubi di cemento amianto erano generalmente a manicotto con anelli di tenuta in gomma; infatti il procedimento di produzione descritto al paragrafo 4.9 consentiva la realizzazione di tubi cilindrici per tutta la loro lunghezza. Solo i tubi fabbricati con una particolare tecnica venivano realizzati completi di bicchiere e avevano quindi una giunzione a bicchiere con guarnizione in gomma di tenuta (tubi Magnani), ma la loro produzione era abbastanza diffusa per le tubazioni di scarico, mentre lo era molto meno per quelle in pressione.

I giunti a manicotto erano costituiti da un manicotto in cemento amianto, munito sulla sua superficie interna di due o più incavi in cui si inserivano delle guarnizioni di gomma ad anello, cui era affidata la tenuta idraulica: il manicotto quindi abbracciava le due estremità dei tubi da giuntare. Per ottenere un preciso allineamento delle due estremità dei tubi, il giunto era spesso munito di un opportuno distanziatore, contro il quale andavano a sbattere le suddette estremità; tale distanziatore mancava nei giunti più semplici (giunti rapidi).

Ciascuna ditta produttrice di tubi di cemento amianto forniva dei giunti a manicotto che differivano l'uno dall'altro per la sezione degli anelli di gomma che era circolare o a V e per altre particolarità. Nella figura 4.28 sono riportati alcuni di tali giunti.

Un tipo particolare di giunto a manicotto è il giunto Gibault, già visto a

proposito delle tubazioni di acciaio, che è costituito da un manicotto e due flange di ghisa che vengono fissate mediante bulloni; la tenuta è ancora garantita da anelli di gomma, che vengono pigiati tra il tubo e le estremità del manicotto serrando i bulloni. Tale giunto si usava in genere o per installazioni provvisorie o per collegare i tubi di cemento amianto con raccordi o con pezzi speciali di ghisa o di acciaio.

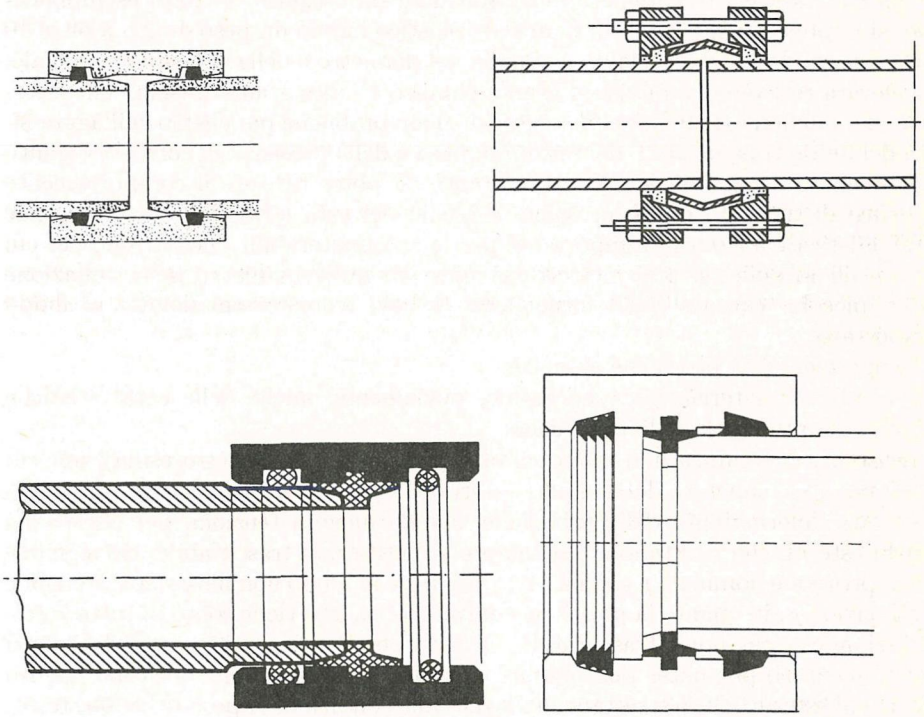


Fig. 4.28 Giunti per tubi di cemento amianto.
1—giunto rapido; 2—giunto Gibault; 3 e 4—giunti a manicotto con distanziatore.

4.10 I tubi di materiale plastico

I tubi di materiale plastico hanno trovato impiego in tempi abbastanza recenti, per cui l'esperienza non è ancora in grado di fornire delle precise indicazioni sul loro comportamento a lungo tempo. Infatti, i tubi di materiale plastico che hanno trovato le prime applicazioni sono quelli di cloruro di polivinile (PVC), installati in Germania nel 1938; ma solo nel dopo guerra si è diffuso il loro impiego.

Inizialmente tali tubi hanno a volte dato luogo a risultati negativi, a causa o di difetti dei materiali impiegati per la loro produzione, o della cattiva posa in opera, o della scarsa conoscenza di alcune caratteristiche del materiale stesso, che ha comportato il loro impiego in situazioni tecnicamente sconsigliabili; a ciò bisogna aggiungere la mancanza di normative fino a tempi non molto lontani.

I risultati sono andati migliorando nel tempo e i tubi di materiale plastico hanno trovato un impiego sempre più diffuso, grazie ad alcune loro caratteristiche positive, le più importanti delle quali sono:
– il costo in genere piuttosto basso, almeno rispetto alle tubazioni metalliche, in certi campi di diametro e di pressione nominale;
– la loro leggerezza, che consente di ridurre le spese di trasporto e, soprattutto, quelle di posa in opera, anche per la possibilità di impiegare tubi di grande lunghezza, riducendo il numero delle giunzioni da eseguire; a titolo esemplificativo, si fa presente che i tubi di materiale plastico hanno un peso da 2,5 a oltre 10 volte minore di quelli d'acciaio, a seconda del diametro e della pressione nominale;
– l'elevata resistenza a qualsiasi agente chimico e l'alto grado di isolamento elettrico, per cui non è da temere l'insorgere di alcun problema per effetto dell'aggressività del fluido trasportato o dei terreni di posa e della presenza di correnti vaganti;
– l'estrema levigatezza del materiale, tanto da poter ritenere il comportamento idraulico di tali tubi molto prossimo a quello dei tubi idraulicamente lisci; tale caratteristica è ancora più importante per la sua inalterabilità nel tempo, per cui nei calcoli idraulici si può mettere in conto un invecchiamento della tubazione molto piccolo, causato dalla formazione di lievi incrostazioni dovute al fluido trasportato;
– l'impermeabilità pressoché assoluta.

I tubi di materiale plastico hanno, ovviamente, anche delle caratteristiche negative, le principali delle quali sono:
– resistenza meccanica non molto elevata (a parte i tubi di vetroresina), per cui non è possibile superare determinati valori della pressione nominale;
– elevata deformabilità della tubazione, che dà luogo a tensioni, per effetto dei carichi esterni, che risultano quasi sempre di entità non trascurabile; ciò significa che la pressione nominale p_N della (4.1) differisce in modo non lieve dalla pressione di esercizio p_E, in quanto la pressione equivalente p_0, che tiene conto di tutte le sollecitazioni esterne, non è trascurabile. Occorre perciò sempre effettuare dei calcoli statici accurati, per poter determinare lo stato di sollecitazione del tubo dovuto alle azioni esterne, che è strettamente legato alle condizioni di posa del tubo stesso, le quali devono essere attentamente valutate in sede di progetto ed essere eseguite a perfetta regola d'arte. A volte l'esigenza di contenere la massima deformazione del tubo diviene l'elemento che condiziona il dimensionamento statico;
– decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche del materiale, per cui i calcoli statici vengono eseguiti in base ai valori che assumono tali caratteristiche al termine della vita prevista per le opere da realizzare;
– decadimento delle caratteristiche meccaniche all'aumentare della temperatura, per cui è da prevedere in progetto una temperatura massima per le tubazioni, che non deve essere superata durante l'esercizio. Tale decadimento è così rapido che non è possibile in alcun modo superare certe temperature d'impiego; ciò, peraltro, non riguarda il caso degli acquedotti;
– i tubi di materiale plastico richiedono particolare cura, non solo nella posa in opera, ma anche in tutte le operazioni di movimentazione, quali il trasporto, il carico, lo scarico, l'accatastamento e il deposito, al fine di evitare che le loro caratteristiche meccaniche possano subire dei deterioramenti, per esempio per il raggiungimento e la permanenza dei tubi a elevate temperature o per l'insorgenza

di pericolose ovalizzazioni che originano stati di tensione prima dell'impiego.

Le materie plastiche impiegate nella fabbricazione dei tubi si suddividono in due grandi categorie: le resine termoplastiche e le resine termoindurenti rinforzate, che presentano un diverso comportamento all'effetto del calore. Entrambi i tipi di resine assumono un elevato grado di indurimento col raffreddamento dopo la lavorazione a caldo; la differenza sta nel fatto che, mentre per le resine termoindurenti tale caratteristica non è più alterabile col calore, le resine termoplastiche rammolliscono se nuovamente riscaldate, fino a divenire pastose.

Fra le resine termoplastiche quelle più impiegate per la produzione dei tubi sono il policloruro di vinile (PVC), il polietilene ad alta densità e a bassa densità (PEAD e PEBD), il polipropilene isotattico (noto anche con il nome commerciale di *Moplen*).

Le resine termoindurenti rinforzate adoperate per i tubi sono costituite da resine termoindurenti (cioè da resine che dopo l'indurimento dovuto alla polimerizzazione conservano indefinitamente il loro stato fisico), rinforzate mediante fibre organiche, sintetiche, ma soprattutto di vetro, che, se opportunamente trattate, hanno la proprietà di aderire fortemente alle resine. Il materiale viene indicato con il simbolo PRVF ed è noto anche con la denominazione di vetroresina.

4.11 Tubazioni di policloruro di vinile (PVC)

Il PVC è una resina termoplastica che ha la proprità di rammollire con il calore, assumendo la forma che le viene impressa, forma che conserva col raffreddamento, ma che perde di nuovo alle alte temperature.

Dal punto di vista chimico il PVC è un alto polimero; i tubi di PVC sono ottenuti mediante estrusione a caldo di granuli di PVC di pezzatura molto sottile, tanto da avere l'aspetto di una polvere bianca.

Il PVC, per le sue caratteristiche fisico-chimiche e per la natura del processo tecnologico di lavorazione, non può essere impiegato senza l'aggiunta di additivi stabilizzanti e lubrificanti. I primi servono a contrastare l'azione degradante del calore durante la lavorazione e la successiva azione degli agenti esterni, mentre i secondi facilitano il processo di estrusione, per la loro azione di lubrificazione delle pareti calde dello stampo. Oltre a questi additivi, possono essere impiegati, per vari scopi, altri ingredienti, quali i plastificanti, che servono a conferire particolari doti di plasticità e flessibilità ai manufatti di PVC e i pigmenti coloranti; per i tubi si adopera il PVC rigido (non plastificato), senza quindi aggiunta di plastificanti.

Il PVC è caratterizzato da un'assoluta impermeabilità e da un ottimo comportamento alle basse temperature e al gelo, rispetto al quale è praticamente insensibile.

Per quanto riguarda l'aspetto igienico dei tubi, si precisa che il PVC puro è atossico, mentre non possono considerarsi tali tutti gli ingredienti che vengono ad esso aggiunti; perciò, per tubazioni che convogliano acque potabili e minerali o per le industrie alimentari, tali additivi devono essere conformi alle prescrizioni del Ministero della Sanità, contenute in varie Circolari (per esempio la n. 135/1960 e la n. 125/1967).

Per i tubi di PVC esistono varie NORME UNI, delle quali la UNI 7441/75 e la UNI 7442/75 sono relative rispettivamente ai tubi e ai raccordi e flange di PVC

rigido per il convogliamento di fluidi in pressione, mentre la UNI 7448/75 e la UNI 7449/75 si riferiscono ai metodi di prova rispettivamente per i tubi e per i raccordi e le flange di PVC rigido per il convogliamento di fluidi in pressione.

La norma UNI 7441/75 stabilisce innanzi tutto la qualità del materiale: questo può essere ottenuto con l'aggiunta al PVC degli ingredienti ritenuti più opportuni dalle ditte che producono i tubi, purché rispondenti alle prescrizioni del Ministero della Sanità e purché il materiale abbia le seguenti caratteristiche alla temperatura di $20\,°C$:

densità	$\rho = 1370 \div 1450$ Kg/m^3
carico unitario di snervamento (a trazione)	$\sigma_s \geq 47$ N/mm^2
allungamento a snervamento	$< 10\%$
modulo di elasticità normale	$E = 2940$ N/mm^2
resistenza elettrica superficiale	$\geq 10^{12}\,\Omega$
coefficiente di dilatazione termica lineare	$60 \div 80\,10^6\,°C^{-1}$
conduttività termica	$\cong 0,13$ Kcal/(m h °C)

Sempre la Norma UNI 7441 classifica poi i tubi di PVC a seconda della resistenza del materiale e del tipo e della temperatura del fluido che essi devono convogliare. Per quanto riguarda la resistenza, i tubi sono distinti in due categorie: quelli di PVC 60, aventi un carico di sicurezza in esercizio $\sigma = 60$ Kgf/cm^2 (5,89 N/mm^2) alla temperatura di 20 °C e quelli di PVC 100, con carico di sicurezza in esercizio $\sigma = 100$ Kgf/cm^2 (9,8 N/mm^2) sempre a 20 °C. Relativamente alla natura e alla temperatura del fluido da trasportare, i tubi si distinguono nei seguenti tipi:

Tipo 311 – Tubi per il convogliamento in pressione di fluidi non alimentari, per temperature fino a 60 °C.

Tipo 312 – Tubi per il convogliamento in pressione di acqua potabile e di liquidi alimentari, per temperature fino a 60 °C.

Tipo 313 – Tubi per il convogliamento in pressione di acqua potabile.

La Norma prevede che la produzione dei tubi sia unificata in base al diametro esterno teorico D; vengono poi definiti il diametro esterno medio D_{em}, come rapporto tra lo sviluppo della circonferenza esterna e il numero 3,142 e il diametro esterno qualunque D_{eq}, che è il diametro scelto a caso su una qualsiasi sezione trasversale del tubo.

La Norma definisce poi la pressione nominale p_N come la massima pressione interna ammissibile alla temperatura di 20 °C. Anche se ciò non è esplicitamente detto nella Norma, tale pressione è però consentita solo in assenza di qualsiasi sollecitazione dovuta ai carichi esterni, dei quali andrà tenuto conto determinando la pressione equivalente p_0 della (4.1) come illustrato nel paragrafo 4.2; quindi, la massima pressione interna consentita a $20\,°C$ risulta pari a $p_N - p_0$. La pressione di esercizio p_E viene invece definita come la massima pressione interna cui può essere sottoposto il tubo alla temperatura di impiego, sempre in assenza di sollecitazioni esterne, che andranno tenute in debito conto.

La Norma stabilisce 5 serie di spessori, sia per il PVC 60 che per il PVC 100; per ciascun valore del diametro esterno teorico D vengono fissate delle tolleranze per il D_{em} e per il D_{eq}, queste ultime in funzione della serie di spessore. Sempre in funzione del diametro D sono poi stabilite delle tolleranze (tutte positive) per

lo spessore s.

Nella tabella 4.14 sono riportati tutti gli elementi della produzione unificata dei tubi di PVC, previsti dalla UNI 7441. Per ciascun diametro nominale D si ha una serie di spessori s delle tubazioni, fino a un massimo di cinque spessori; per ogni diametro D sono indicati i valori estremi del diametro esterno medio D_{em} e del diametro esterno qualunque D_{eq}, che dipende, oltre che da D, anche dalla serie di spessore.

Lo spessore dei tubi di PVC 100 viene calcolato mediante la formula:

$$s = \frac{p_N D}{2\sigma + p_N} \tag{4.16}$$

dove $\sigma = 100$ Kgf/cm^2 alla temperatura di 20 °C. Alla serie di spessori delle tubazioni della tabella 4.14 corrispondono, secondo la (4.16), le classi di pressione nominale p_N, per il PVC 100, riportate nella tabella 4.15.

Gli spessori calcolati con la (4.16) sono validi anche per il PVC 60 (ovviamente introducendo per σ il valore di 60 Kgf/cm^2).

Nella tabella 4.15 sono riportate, anche per il PVC 60, le pressioni nominali p_N corrispondenti alle varie serie di spessori di tabella 4.14; si osserva che a una stessa p_N corrisponde, per il PVC 60, una serie di spessore maggiore rispetto al PVC 100. Sono previste 5 classi di pressione nominale p_N per il PVC 60 e 4 classi per il PVC 100; la pressione massima è per entrambi i tipi di PVC pari a 16 Kgf/cm^2 alla temperatura di 20 °C. La classe minima di pressione, che è di 2,5 Kgf/cm^2, è prevista solo per il PVC 60.

All'aumentare della temperatura del liquido trasportato, la Norma prevede un abbattimento della pressione di esercizio p_E, secondo le indicazioni della tabella 4.16; si osserva che per entrambi i tipi di PVC si può raggiungere una pressione massima di esercizio di 10 Kgf/cm^2 a 40 °C e di 2,5 Kgf/cm^2 a 60 °C. È importante a questo punto chiarire in che modo la Norma tiene conto del decadimento delle caratteristiche meccaniche dei tubi di PVC, sia nel tempo che all'aumentare della temperatura.

I materiali plastici, al contrario di quelli metallici, non presentano un comportamento elastico neppure per tensioni molto limitate e sono caratterizzati dal fatto che la deformazione conseguente a un determinato carico non si arresta a un certo valore iniziale, ma continua indefinitamente nel tempo; tale caratteristica è nota con il termine *fluage* o *scorrimento plastico*.

Tale comportamento è tipico dei materiali viscoelastici: l'aumento della deformazione nel tempo sotto carico costante è dovuto alla progressiva diminuzione del modulo di elasticità normale E.

Se si indica con σ_R il carico di rottura istantaneo a trazione di una provetta di PVC a una data temperatura, sottoponendo la provetta a un carico $r < \sigma_R$ a tale temperatura, essa continua ad allungarsi fino ad arrivare alla rottura dopo un tempo che può risultare anche molto lungo se r è assai piccolo rispetto a σ_R; inoltre, l'allungamento che si riscontra durante l'esperienza non è proporzionale al tempo. Ripetendo l'esperienza per carichi r diversi, gli allungamenti, a parità di tempo, non sono proporzionali ai carichi; infine, il tempo necessario per giungere alla rottura aumenta al diminuire di r, ma non c'è proporzionalità inversa tra i valori di r e quelli del tempo di rottura.

Tab. 4.14 Diametri e spessori dei tubi di PVC rigido conformi alla NORMA UNI 7441/75

D	Diametro esterno medio D_{em}		Diametro esterno qualunque D_{eq} per tubi serie di spessori 1 e 2		Diametro esterno qualunque D_{eq} per tubi serie di spessori 3, 4 e 5		Serie di spessori 1	2	3	4	5
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	Spessore s				
6	6,0	6,3	—	—	5,7	6,3	—	—	—	—	$1{,}0^{+0{,}3}_{0}$
8	8,0	8,3	—	—	7,7	8,3	—	—	—	—	$1{,}0^{+0{,}3}_{0}$
10	10,0	10,3	—	—	9,7	10,3	—	—	—	$1{,}0^{+0{,}3}_{0}$	$1{,}2^{+0{,}4}_{0}$
12	12,0	12,3	—	—	11,7	12,3	—	—	—	$1{,}0^{+0{,}3}_{0}$	$1{,}5^{+0{,}4}_{0}$
16	16,0	16,3	—	—	15,7	16,3	—	—	—	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$1{,}9^{+0{,}4}_{0}$
20	20,0	20,3	—	—	19,7	20,3	—	—	—	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}4^{+0{,}5}_{0}$
25	25,0	25,3	—	—	24,7	25,3	—	—	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$1{,}9^{+0{,}4}_{0}$	$3{,}0^{+0{,}5}_{0}$
32	32,0	32,3	—	—	31,7	32,3	—	—	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}4^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}8^{+0{,}6}_{0}$
40	40,0	40,3	38,8	41,2	39,7	40,3	—	$1{,}8^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}0^{+0{,}4}_{0}$	$3{,}0^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}7^{+0{,}7}_{0}$
50	50,0	50,3	48,5	51,5	49,7	50,3	—	$1{,}8^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}4^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}7^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}9^{+0{,}8}_{0}$
63	63,0	63,3	61,1	64,9	62,7	63,3	$1{,}8^{+0{,}4}_{0}$	$1{,}9^{+0{,}4}_{0}$	$3{,}0^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}7^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}5^{+1{,}0}_{0}$
75	75,0	75,3	72,7	77,3	74,7	75,3	$1{,}8^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}2^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}6^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}6^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}9^{+1{,}1}_{0}$
90	90,0	90,3	87,3	92,7	89,7	90,3	$1{,}8^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}7^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}3^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}7^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}6^{+1{,}3}_{0}$
110	110,0	110,4	106,7	113,3	108,6	111,4	$2{,}2^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}2^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}3^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}2^{+1{,}1}_{0}$	$13{,}0^{+1{,}5}_{0}$
125	125,0	125,4	121,2	128,8	123,5	126,5	$2{,}5^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}7^{+0{,}6}_{0}$	$6{,}0^{+0{,}8}_{0}$	$9{,}3^{+1{,}2}_{0}$	—
140	140,0	140,5	138,3	141,7	138,3	141,7	$2{,}8^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}1^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}7^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}4^{+1{,}3}_{0}$	—
160	160,0	160,5	158,0	162,0	158,0	162,0	$3{,}2^{+0{,}6}_{0}$	$4{,}7^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}7^{+1{,}0}_{0}$	$11{,}9^{+1{,}4}_{0}$	—
180	180,0	180,6	177,8	182,2	177,8	182,2	$3{,}6^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}3^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}6^{+1{,}1}_{0}$	$13{,}4^{+1{,}6}_{0}$	—
200	200,0	200,6	197,6	202,4	197,6	202,4	$4{,}0^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}9^{+0{,}8}_{0}$	$9{,}6^{+1{,}2}_{0}$	$14{,}9^{+1{,}7}_{0}$	—
225	225,0	225,7	222,3	227,7	222,3	227,7	$4{,}5^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}6^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}8^{+1{,}3}_{0}$	—	—
250	250,0	250,8	247,0	253,0	247,0	253,0	$4{,}9^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}3^{+1{,}0}_{0}$	$11{,}9^{+1{,}4}_{0}$	—	—
280	280,0	280,9	276,6	283,4	276,6	283,4	$5{,}5^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}2^{+1{,}1}_{0}$	$13{,}4^{+1{,}6}_{0}$	—	—
315	315,0	316,0	311,2	318,8	311,2	318,8	$6{,}2^{+0{,}9}_{0}$	$9{,}2^{+1{,}2}_{0}$	$15{,}0^{+1{,}7}_{0}$	—	—
355	355,0	356,1	350,7	359,3	—	—	$7{,}0^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}4^{+1{,}3}_{0}$	—	—	—
400	400,0	401,2	395,2	404,8	—	—	$7{,}9^{+1{,}0}_{0}$	$11{,}7^{+1{,}4}_{0}$	—	—	—
450	450,0	451,4	444,6	455,4	—	—	$8{,}9^{+1{,}1}_{0}$	—	—	—	—
500	500,0	501,5	494,0	506,0	—	—	$9{,}8^{+1{,}2}_{0}$	—	—	—	—
560	560,0	561,7	553,2	566,8	—	—	$11{,}0^{+1{,}3}_{0}$	—	—	—	—
630	630,0	631,9	622,4	637,6	—	—	$12{,}4^{+1{,}5}_{0}$	—	—	—	—

Tutto ciò serve a dare un'idea del comportamento estremamente complesso del PVC e dei materiali plastici in genere, comportamento che la non lunga esperienza relativa ai tubi dei suddetti materiali non aiuta a chiarire. Tuttavia da numerosi risultati sperimentali si deduce che in un piano logaritmico l'andamento del carico di rottura a trazione in funzione della durata di prova, a una temperatura di 20 °C, presenta un primo tratto sensibilmente lineare e i punti sperimentali, dedotti da varie prove di rottura, sono racchiusi in una fascia rappresentata nella figura 4.29.

Tab. 4.15 Pressione nominale p_N per i tubi di PVC 60 e di PVC 100 in funzione della serie di spessori, secondo la NORMA UNI 7441/75

Categoria	PN				
	2,5	4	6	10	16
	Serie di spessori				
PVC 60	1	2	3	4	5
PVC 100	—	1	2	3	4

Tab. 4.16 Variazione della pressione di esercizio dei tubi di PVC 60 e di PVC 100 in funzione della temperatura, secondo la NORMA UNI 7441/75

Categoria	Temperatura	Serie di spessori				
		1	2	3	4	5
	°C	Pressione di esercizio P_e kgf/cm²				
PVC 60	20	2,5	4,0	6,0	10,0	16,0
	40	1,0	1,6	2,5	6,0	10,0
	60	—	—	—	1,0	2,5
PVC 100	20	4,0	6,0	10,0	16,0	—
	40	2,5	4,0	6,0	10,0	—
	60	—	—	1,0	2,5	—

L'estrapolazione della linea media di tale fascia dimostra che, alla temperatura di 20 °C, la resistenza a rottura dopo 50 anni si riduce a circa il 30% di quella istantanea, per cui si ha un decadimento del 70% dell'iniziale resistenza a trazione. Quindi, il carico di snervamento del PVC 60, che secondo la NORMA UNI 7441 deve avere un valore iniziale $\sigma_s \geq 47$ N/mm^2 alla temperatura di 20 °C [6] si riduce dopo $50 \div 60$ anni di vita al valore $\sigma_s \geq 14,1$ N/mm^2, sempre a 20 °C; assumendo su tale valore un coefficiente di sicurezza allo snervamento $\nu_s = 2,4$, si ricava il carico di sicurezza $\sigma = 5,9$ N/mm^2 (60 Kgf/cm^2) a 20 °C previsto dalla Norma.

Considerazioni analoghe valgono a spiegare il valore $\sigma = 100$ Kgf/cm^2 a 20 °C previsto dalla Norma per il PVC 100, che è caratterizzato da carichi di rottura e di snervamento iniziali molto maggiori di quelli del PVC 60.

Dalla figura 4.29 si scorge che l'andamento medio della sollecitazione di rottura nel tempo presenta due diversi campi: il primo, per tempi più piccoli e sollecitazioni più elevate, è caratterizzato da rotture duttili per snervamento; il secondo, per

(6) Il carico di snervamento è per il PVC molto vicino a quello di rottura.

tempi più lunghi e sollecitazioni minori, è caratterizzato invece da rotture fragili. Il diverso comportamento del polimero in corrispondenza dell'istante in cui si verifica la discontinuità dell'andamento $\sigma_R = \sigma_R(t)$, sembra non attribuibile a una degradazione chimica del polimero, ma al cambiamento dello stato fisico di questo (invecchiamento fisico).

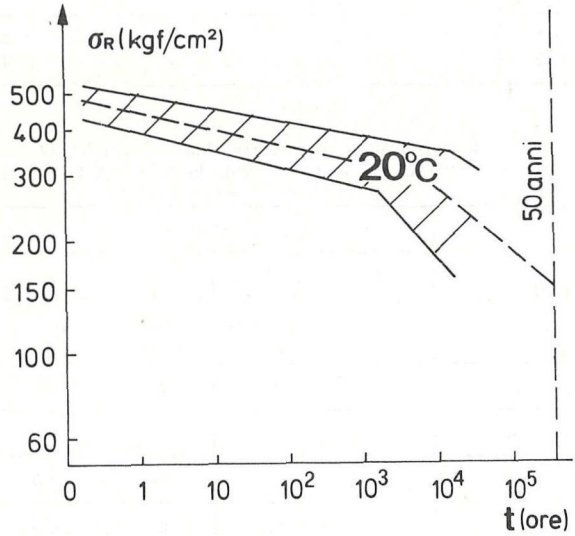


Fig. 4.29 Diminuzione nel tempo della resistenza a trazione di una provetta di PVC alla temperatura di 20°C.

Lo sforzo prolungato genera cioè lo slittamento relativo di tratti di molecole, fino a generare imperfezioni e irregolarità locali, da cui hanno origine le rotture fragili. A 50 anni di vita, il fattore di riduzione del modulo di elasticità normale E è funzione della tensione σ cui è sottoposto il materiale, dato il comportamento viscoelastico di questo; tale fattore varia tra 2 e 3,3, con un valore che mediamente può assumersi pari a 2,5.

Per quanto riguarda la variazione della resistenza a rottura del PVC con la temperatura, sono state effettuate varie prove resistenza–durata alle temperature di 40 °C e di 60 °C, identiche a quelle descritte per la temperatura di 20 °C, pervenendo ai diagrammi, in scala logaritmica, riportati nella figura 4.30, dai quali si nota, a parità di durata, un forte calo della resistenza all'aumentare della temperatura, specialmente nel campo $\theta > 40$ °C. In base a ciò, assumendo una vita della tubazione di 50 anni, sono stati dedotti i valori del carico di sicurezza a 40 °C e a 60 °C previsti dalla NORMA UNI 7441 per le varie serie di spessori del PVC 60 e del PVC 100, riportati in tabella 4.16.

Con riferimento alla figura 4.30, i punti di intersezione di una retta orizzontale ($\sigma_R = cost$) con le curve medie $\sigma_R = \sigma_R(t)$ forniscono le diminuzioni dei tempi necessari per giungere a rottura per quel valore di σ_R al crescere della temperatura; i punti di intersezione delle curve con una retta verticale ($t = cost$) danno il calo

della tensione di rottura, per carico applicato per un tempo t, all'aumentare della temperatura. Si nota, inoltre, che il cambiamento del comportamento del materiale inizia in istanti via via minori al crescere della temperatura.

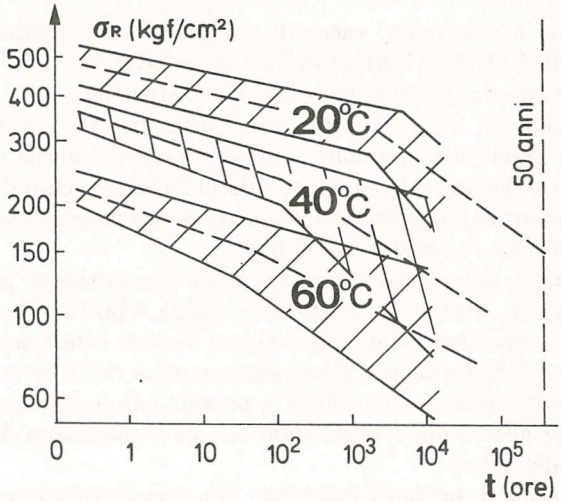


Fig. 4.30 Diminuzione nel tempo della resistenza a trazione di una provetta di PVC a varie temperature di prova.

I grafici della figura 4.30 sono molto importanti, in quanto servono a simulare il comportamento del materiale a lungo termine; si può cioè simulare il comportamento a 50 anni di vita a una data temperatura, sottoponendo una provetta a prova per un tempo molto minore, ma a una temperatura maggiore.

La NORMA UNI 7441 fornisce delle prescrizioni relative alle caratteristiche sia dei bicchieri dei tubi (lunghezza, spessore, diametro, tolleranze ecc.) per giunzioni da realizzare mediante incollaggio, sia dei bicchieri muniti di anello di elastomero per la tenuta del giunto. Limitatamente ai tubi con $D \leq 40$ mm la Norma prevede, infine, che i tubi possano essere forniti avvolti in rotoli di notevole lunghezza, che facilitano le operazioni di posa in opera, purché siano rispettati dei valori minimi per il diametro dell'avvolgimento.

La NORMA UNI 7442/75 è relativa ai raccordi e alle flange di PVC rigido (non plastificato) per condotte di fluidi in pressione; i raccordi trattati sono esclusivamente quelli per giunzione mediante incollaggio (gomiti a 90° e a 45°, T a 90° e a 45°, manicotti, bocchettoni, curve a 90°, croci, riduzioni, calotte).

Sono poi trattate dalla Norma le flange fisse e le flange libere con collare; è da notare che sia le flange che i raccordi sono previsti dalla Norma fino a un diametro massimo $D = 200$ mm, tranne le riduzioni, previste fino a diametri ancora minori. Le classi di pressione nominale p_N dei raccordi e delle flange alla temperatura di 20 °C sono quelle del PVC 100 riportate nella tabella 4.15 e diminuiscono all'aumentare della temperatura secondo quanto indicato nella tabella 4.16, sempre per il PVC 100. Per quanto riguarda i bicchieri da giuntare mediante incollaggio,

la Norma indica i valori minimo e massimo che devono avere il diametro interno medio e quello esterno medio e le lunghezze di incollaggio; è da notare che tale tipo di giunzione è previsto fino a un diametro massimo del tubo $D = 200$ mm.

4.11.1 Prove in stabilimento per i tubi di PVC

Le prove previste per i tubi e per i raccordi e flange in PVC rigido sono indicate rispettivamente dalla NORMA UNI 7448/75 e dalla NORMA UNI 7449/75; esse si suddividono in prove non distruttive e in prove distruttive.

Per quanto riguarda i tubi, fra le prove del primo tipo si ricordano quelle di tenuta idraulica dei giunti alla pressione e alla depressione interna e di tenuta dei tubi in rotoli; le prove del secondo tipo riguardano l'assorbimento d'acqua, le tensioni interne, la resistenza alla pressione interna, la temperatura di rammollimento, la resistenza all'acetone e la resistenza all'urto.

La tenuta idraulica dei giunti va verificata per una pressione pari a 1,5 volte quella nominale per una durata di 15'; prova analoga è prevista per i tubi in rotoli. Nella prova di depressione interna, i giunti devono essere sottoposti a una pressione esterna di 0,1 Kgf/cm^2 per 2 ore, assicurandosi che il tubo sia all'interno completamente asciutto; si aumenta quindi la pressione fino a 0,8 Kgf/cm^2 mantenendo tale valore per altre 2 ore e verificando ancora la mancanza di penetrazione d'acqua all'interno del tubo.

Molto importante è la prova di resistenza alla pressione interna, con la quale si sottopone la provetta a una pressione interna per un certo tempo a una data temperatura, pressione che deve essere tale da dar luogo nel materiale a una tensione σ il cui valore è dato dalla tabella 4.17. La pressione p che dà luogo ai valori di σ di tabella 4.17 si ricava dalla (4.16), sostituendo al diametro esterno nominale D il diametro esterno medio effettivo D_{em}:

$$p = \frac{2\sigma s}{D_{em} - s} \tag{4.17}$$

Tab. 4.17 Tensione cui devono essere sottoposti i tubi di PVC 60 e di PVC 100 nella prova di resistenza alla pressione interna in funzione della temperatura, seconda la NORMA UNI 7448/75

Temperatura °C	Tempo h	Tensione di prova σ kgf/cm²	
		PVC 60	PVC 100
20	1	390	420
60	1	140	170
60	1 000	75	100

Si osserva che i valori di σ della tabella 4.17, per una data categoria di PVC, diminuiscono, a parità di durata, all'aumentare della temperatura di prova e, a parità di temperatura, all'aumentare del tempo di prova. Tali valori di σ sono

stati dedotti dall'andamento dei grafici delle figura 4.29 e 4.30 e corrispondono tutti a un unico valore di σ istantaneo alla temperatura di $20\,°C$.

Per i raccordi e le flange di PVC rigido la NORMA UNI 7449 prevede alcune prove identiche e altre prove diverse da quelle viste per i tubi.

4.11.2 I giunti dei tubi di PVC

I giunti più comuni dei tubi di PVC sono quelli con bicchiere a incollaggio e con bicchiere con anello di elastomero per la tenuta, che presentano rispetto ai primi il vantaggio di permettere le dilatazioni termiche.

I bicchieri per incollaggio sono cilindrici, mentre gli altri hanno un'apposita sede per l'inserimento dell'anello di elastomero. A volte il giunto a bicchiere incollato viene saldato all'estremità del bicchiere stesso con idoneo materiale di apporto in PVC, allo scopo di avere maggiori garanzie di tenuta nel caso di discontinuità nell'incollatura; la saldatura non è però consigliabile per i minori spessori, perché può dar luogo a una diminuizione di resistenza del materiale.

Molto meno adoperati sono i giunti a manicotto incollato e a manicotto incollato e saldato, che vengono eseguiti con le stesse modalità dei giunti a bicchiere incollato e a bicchiere incollato e saldato. Per i piccoli diametri (fino a $80 \div 100$ mm) si possono impiegare anche i tubi a manicotto filettato, grazie al fatto che il PVC rigido ha la proprietà di poter essere sottoposto a filettatura, sia con filiere meccaniche che con filiere a mano di cantiere; ovviamente, gli spessori devono consentire tale operazione.

I giunti a flangia fissa o mobile vengono adoperati nei casi in cui si richiede il montaggio e lo smontaggio della tubazione con una certa frequenza o per l'inserimento di apparecchiature speciali (saracinesche, valvole ecc.). La tenuta viene ottenuta mediante una guarnizione di gomma. Nelle figura 4.31, 4.32 e 4.33 sono riportati alcuni giunti per i tubi di PVC.

Fig. 4.31 Giunto per tubi di PVC a bicchiere con elastomero.

Fig. 4.32 Giunto per tubi di PVC a bicchiere per incollaggio.

Fig. 4.33 Giunto per tubi di PVC con bicchiere rinforzato ed elastomero.

4.12 Tubi di polietilene a bassa densità (PEBD)

Il polietilene a bassa densità si ottiene comprimendo il gas etilene a elevate pres-

sioni (oltre 1000 atm) e ad alte temperature, in presenza di piccole quantità di ossigeno. Il materiale si presenta di colore biancastro e, per conferirgli una maggiore resistenza alle azioni dell'ambiente esterno, viene stabilizzato con l'aggiunta di nero fumo nella misura del 2% circa; esso fonde a $110° \div 120\,°C$ e le sue caratteristiche si conservano pressoché costanti da -25 °C a +20 °C. Ha un'elevata resistenza chimica, assoluta atossicità e infrangibilità, alte proprietà isolanti, grande flessibilità ed elasticità, tanto che i tubi di piccolo diametro possono essere realizzati in rotoli estremamente lunghi (fino a 2000 mm), col vantaggio di poter ridurre al minimo il numero delle giunzioni. Per i tubi di polietilene a bassa densità per condotte di fluidi in pressione esistono le NORME UNI 7990/79 e 7991/79.

La NORMA UNI 7990/79 definisce le caratteristiche che devono avere i polimeri dell'etilene impiegati per la fabbricazione di questi tubi. Vengono distinte due serie di tubi, quelli in Pe 25 e quelli in Pe 32: alla temperatura di 20 °C il Pe 25 ha un carico di sicurezza a trazione $\sigma = 2{,}5$ N/mm^2, il Pe 32 un $\sigma = 3{,}2$ N/mm^2.

È da notare che anche il PEBD è caratterizzato dal fenomeno del *fluage*, con una riduzione della resistenza meccanica nel tempo, anche se in misura minore al PVC; per il PEBD la resistenza a trazione dopo 50 anni di vita si riduce infatti a circa il 60% di quella istantanea, mentre per il PVC si riduce a circa il 30%, come si è visto in precedenza. I valori del carico di sicurezza σ riportati sopra per i due tipi di PEBD tengono conto di questo fenomeno e sono quindi relativi a 50 anni di vita del materiale.

Le principali caratteristiche previste dalla NORMA UNI 7990 per il Pe 25 e per il Pe 32, a 20 °C, sono le seguenti:

	$Pe\,25$	$Pe\,32$
Densità (Kg/m^3)	$920 \div 930$	$920 \div 930$
Carico di snervamento (N/mm^2)	10	12
Allungamento a rottura (%)	≥ 500	≥ 500
Modulo di elasticità normale (N/mm^2)	150	200
Resistenza elettrica superficiale (Ω)	10^{15}	10^{15}
Conduttività termica (Kcal/m h °C)	0,30	0,30
Coefficiente di dilatazione termica lineare (° C^{-1})	$2\,10^{-4}$	$2\,10^{-4}$

La NORMA UNI 7990/79 fornisce poi per il diametro esterno D, per il diametro esterno medio D_{em}, per il diametro esterno qualunque D_{eq}, per la pressione nominale p_N e per la pressione di esercizio p_E le stesse definizioni relative ai tubi di PVC viste in precedenza.

L'impiego dei tubi in pressione è previsto per il convogliamento di liquidi non alimentari, di liquidi alimentari e di acqua potabile fino a una temperatura massima di 60 °C; negli ultimi due casi i tubi devono essere conformi alle prescrizioni igienico-sanitarie del Ministero della Sanità. I diametri esterni D dei tubi previsti dalla Norma vanno da 10 a 200 mm per il Pe 25 e da 10 a 500 mm per il Pe 32; per entrambi i tipi di polietilene sono previste le classi di pressione nominale $p_N = 4 - 6 - 10$ Kgf/cm^2.

Lo spessore s dei tubi viene calcolato mediante la (4.16), con $\sigma = 25$ Kgf/cm^2 per il Pe 25 e $\sigma = 32$ Kgf/cm^2 per il Pe 32. Nelle tabelle 4.18 e 4.19 sono riportati i valori degli spessori dei tubi previsti dalla NORMA UNI per i vari diametri e per le tre classi di pressione nominale, con indicazione delle tolleranze ammesse.

Come si è già detto, anche il PEBD presenta un decadimento della resistenza meccanica per temperature superiori a 20 °C; nella tabella 4.20 sono riportati i valori della pressione nominale in funzione della temperatura d'impiego secondo la NORMA UNI 7990/79. I tubi di PEBD possono essere forniti sia in barre che avvolti in rotoli, aventi un diametro minimo di 600 mm.

La NORMA UNI 7990 prevede anche alcuni requisiti che devono avere i tubi di PEBD e che devono essere accertati mediante opportune prove. Fra tali requisiti si richiamano:

– assenza di perdite nella prova di tenuta idraulica alla pressione interna dei tubi e dei giunti;

– non devono manifestarsi rotture nelle prove di resistenza alla pressione interna, che sono due: prova di accettazione e prova di tipo.

Per i due tipi di PEBD deve risultare nelle due suddette prove:

a) – prova di accettazione

Pe 25: $\sigma = 70$ Kgf/cm^2, con prova di durata 1 h a 20 °C

Pe 32: $\sigma = 80$ Kgf/cm^2, con prova di durata 1 h a 20 °C

b) – prova di tipo

Pe 25: $\sigma = 25$ Kgf/cm^2, con prova di durata 100 h a 20 °C

Pe 32: $\sigma = 30$ Kgf/cm^2, con prova di durata 100 h a 20 °C

Tab. 4.18 Diametri e spessori dei tubi in PEBD della serie PE 25 secondo la NORMA UNI 7990/79

Diametro esterno D	Diametro esterno medio D_{em}		Pressione nominale PN		
			4	6	10
	min.	max.	Spessore s		
10	10	10,3	—	—	$1{,}7^{+0{,}4}_{0}$
12	12	12,3	—	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}0^{+0{,}4}_{0}$
16	16	16,3	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$1{,}8^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}7^{+0{,}5}_{0}$
20	20	20,3	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}2^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}4^{+0{,}6}_{0}$
25	25	25,3	$1{,}9^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}7^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}2^{+0{,}7}_{0}$
32	32	32,3	$2{,}4^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}5^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}4^{+0{,}8}_{0}$
40	40	40,4	$3{,}0^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}3^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}7^{+0{,}9}_{0}$
50	50	50,5	$3{,}7^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}4^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}4^{+1{,}1}_{0}$
63	63	63,6	$4{,}7^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}8^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}5^{+1{,}3}_{0}$
75	75	75,7	$5{,}6^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}7^{+1{,}1}_{0}$	$12{,}5^{+1{,}5}_{0}$
90	90	90,9	$6{,}7^{+0{,}9}_{0}$	$9{,}7^{+1{,}2}_{0}$	$15{,}0^{+1{,}7}_{0}$
110	110	111,0	$8{,}2^{+1{,}1}_{0}$	$11{,}8^{+1{,}4}_{0}$	$18{,}4^{+2{,}1}_{0}$
125	125	126,2	$9{,}3^{+1{,}2}_{0}$	$13{,}4^{+1{,}6}_{0}$	$20{,}9^{+2{,}3}_{0}$
140	140	141,3	$10{,}4^{+1{,}3}_{0}$	$15{,}0^{+1{,}7}_{0}$	—
160	160	161,5	$11{,}9^{+1{,}4}_{0}$	$17{,}2^{+2{,}0}_{0}$	—
180	180	181,7	$13{,}4^{+1{,}6}_{0}$	—	—
200	200	201,8	$14{,}9^{+1{,}7}_{0}$	—	—

Tab. 4.19 Diametri e spessori dei tubi in PEBD della serie PE 32 secondo la NORMA UNI 7990/79

Diametro esterno D	Diametro esterno medio D_{em}		Pressione nominale PN		
			4	6	10
	min.	max.	Spessore s		
10	10	10,3	—	—	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$
12	12	12,3	—	—	$1{,}7^{+0{,}4}_{0}$
16	16	16,3	—	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}2^{+0{,}5}_{0}$
20	20	20,3	$1{,}6^{+0{,}4}_{0}$	$1{,}7^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}7^{+0{,}5}_{0}$
25	25	25,3	$1{,}7^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}2^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}4^{+0{,}6}_{0}$
32	32	32,3	$1{,}9^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}8^{+0{,}6}_{0}$	$4{,}4^{+0{,}7}_{0}$
40	40	40,4	$2{,}4^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}5^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}4^{+0{,}8}_{0}$
50	50	50,5	$3{,}0^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}3^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}8^{+0{,}9}_{0}$
63	63	63,6	$3{,}7^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}4^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}6^{+1{,}1}_{0}$
75	75	75,7	$4{,}5^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}5^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}2^{+1{,}3}_{0}$
90	90	90,9	$5{,}3^{+0{,}8}_{0}$	$7{,}8^{+1{,}0}_{0}$	$12{,}2^{+1{,}5}_{0}$
110	110	111,0	$6{,}5^{+0{,}9}_{0}$	$9{,}5^{+1{,}2}_{0}$	$14{,}9^{+1{,}7}_{0}$
125	125	126,2	$7{,}4^{+1{,}0}_{0}$	$10{,}8^{+1{,}3}_{0}$	$16{,}9^{+1{,}9}_{0}$
140	140	141,3	$8{,}3^{+1{,}1}_{0}$	$12{,}0^{+1{,}4}_{0}$	$19{,}9^{+2{,}1}_{0}$
160	160	161,5	$9{,}5^{+1{,}2}_{0}$	$13{,}8^{+1{,}6}_{0}$	$21{,}7^{+2{,}4}_{0}$
180	180	181,7	$10{,}6^{+1{,}3}_{0}$	$15{,}5^{+1{,}8}_{0}$	$24{,}4^{+2{,}7}_{0}$
200	200	201,8	$11{,}8^{+1{,}4}_{0}$	$17{,}2^{+2{,}0}_{0}$	$27{,}0^{+2{,}9}_{0}$
225	225	227,1	$13{,}3^{+1{,}6}_{0}$	$19{,}3^{+2{,}2}_{0}$	—
230	230	232,3	$14{,}7^{+1{,}7}_{0}$	$21{,}5^{+2{,}3}_{0}$	—
280	280	282,5	$16{,}5^{+1{,}9}_{0}$	$24{,}0^{+2{,}6}_{0}$	—
315	315	317,9	$18{,}6^{+2{,}1}_{0}$	$27{,}0^{+2{,}9}_{0}$	—
355	355	358,2	$21{,}0^{+2{,}5}_{0}$	—	—
400	400	403,5	$23{,}6^{+2{,}6}_{0}$	—	—
450	450	454,1	$26{,}5^{+2{,}9}_{0}$	—	—
500	500	504,5	$29{,}5^{+3{,}2}_{0}$	—	—

Tab. 4.20 Variazione della pressione di esercizio in funzione della temperatura per i tubi di PEBD secondo la NORMA UNI 7990/79

Temperatura °C	Pressione d'esercizio P_e max. bar		
20	4,0	6,0	10,0
30	2,5	4,0	6,0
40	1,6	2,5	4,0
50	1,0	1,6	2,5
60	0,6	1,0	1,6

La NORMA UNI 7991/79 riguarda i metodi di prova dei tubi di polietilene a bassa densità e in particolare le modalità delle prove di tenuta idraulica alla

pressione interna e di resistenza alla pressione interna.

Il polietilene a bassa densità possiede delle caratteristiche meccaniche molto inferiori rispetto al polietilene ad alta densità (PEAD) e ciò spiega l'impiego molto più diffuso dei tubi di PEAD per il trasporto dei fluidi in pressione. I giunti dei tubi dei due tipi di polietilene sono gli stessi e verranno illustrati nel seguito.

4.13 Tubi di polietilene ad alta densità (PEAD)

Il polietilene ad alta densità ha una costituzione chimica del monomero identica a quella del polietilene a bassa densità, ma, per il particolare procedimento di polimerizzazione con cui si ottiene la materia prima, ha rispetto a questo una struttura molto più cristallina e caratteristiche meccaniche e termiche assai migliori, pur conservando le eccellenti caratteristiche dielettriche e chimiche e l'assoluta impermeabilità.

Il polietilene ad alta densità viene stabilizzato normalmente mediante nero fumo, per resistere all'invecchiamento. Per i tubi e per i raccordi di PEAD per condotte di fluidi in pressione esistono rispettivamente le NORME UNI 7611/76 e 7612/76; ai metodi di prova si riferiscono le NORME UNI 7615/76 e 7616/76.

La NORMA UNI 7611 riporta innanzi tutto le caratteristiche che deve avere il materiale, le principali delle quali sono le seguenti (a 20 °C):

- densità $= 945 \div 965\,\mathrm{Kg/m^3}$
- carico di snervamento $= 24\,\mathrm{N/mm^2}$
- allungamento a snervamento $\leq 20\%$
- allungamento a rottura $\geq 500\%$
- modulo di elasticità normale $= 900\,\mathrm{N/mm^2}$
- resistenza elettrica superficiale $= 10^{15}\,\Omega$
- conduttività termica $= 0,47\,\mathrm{Kcal/(m\,h\,°C)}$
- coefficiente di dilatazione termica lineare $= 2\,10^{-4}\,°\mathrm{C}^{-1}$

Vengono quindi date dalla Norma le definizioni del diametro esterno D, sul quale è unificata la produzione dei tubi, del diametro esterno medio D_{em} e del diametro esterno qualunque D_{eq}, definizioni che sono identiche a quelle viste per i tubi di PVC. Anche in questo caso la pressione nominale p_N è relativa al funzionamento a una temperatura di 20 °C.

Nella tabella 4.21 sono riportati tutti gli elementi della produzione unificata dei tubi di PEAD; sono previste 5 classi di pressione nominale, fino a un massimo di 16 Kgf/cm^2. Gli spessori sono stati calcolati mediante la (4.16), dove σ è in questo caso pari a circa 50 Kgf/cm^2 alla temperatura di 20 °C; anche per il PEAD il carico di sicurezza σ è stato stabilito tenendo conto dell'invecchiamento del materiale e fissando una vita del tubo di 50 anni (la riduzione nel tempo della resistenza a trazione è della stessa entità di quella vista per il PEBD).

Il fattore di riduzione del modulo di elasticità normale E a lungo termine risulta per il PEAD variabile tra 4 e 8 all'aumentare della tensione σ, quindi è maggiore di quello che compete al PVC.

Per tenere poi conto del decadimento delle caratteristiche meccaniche del materiale all'aumentare della temperatura, la pressione di esercizio diminuisce, secondo i dati della tabella 4.22, all'aumentare della temperatura stessa, per la quale

è previsto un valore massimo di 60 °C come per i tubi di PVC e di PEBD. I tubi possono essere forniti anche in rotoli, con un diametro minimo dell'avvolgimento di 600 mm. I metodi di prova per i tubi di PEAD sono previsti dalla NORMA UNI 7615/76. Le prove si distinguono in non distruttive e distruttive; le provette devono comprendere, in alcuni casi, anche i giunti.

Tab. 4.21 Diametri e spessori dei tubi di PEAD secondo la NORMA UNI 7611/76

	Pressione nominale (bar)				
	2,5	4	6	10	16
Diametro esterno (mm)	Spessori (mm)				
10	—	—	—	—	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$
12	—	—	—	—	$2{,}0\ (1{,}7)^{+0{,}4}_{0}$
16	—	—	—	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}3^{+0{,}5}_{0}$
20	—	—	—	$2{,}0\ (1{,}9)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}8^{+0{,}5}_{0}$
25	—	—	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}3^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}5^{+0{,}6}_{0}$
32	—	—	$2{,}0\ (1{,}9)^{+0{,}4}_{0}$	$3{,}0^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}5^{+0{,}7}_{0}$
40	—	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}3^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}7^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}6^{+0{,}8}_{0}$
50	—	$2{,}0^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}9^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}6^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}9^{+0{,}9}_{0}$
63	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}5^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}6^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}8^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}7^{+1{,}1}_{0}$
75	$2{,}0\ (1{,}9)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}9^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}3^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}9^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}4^{+1{,}3}_{0}$
90	$2{,}2^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}5^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}1^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}2^{+1{,}1}_{0}$	$12{,}5^{+1{,}5}_{0}$
110	$2{,}7^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}3^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}3^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}0^{+1{,}2}_{0}$	$15{,}2^{+1{,}8}_{0}$
125	$3{,}1^{+0{,}6}_{0}$	$4{,}9^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}1^{+1{,}0}_{0}$	$11{,}4^{+1{,}4}_{0}$	$17{,}3^{+2{,}0}_{0}$
140	$3{,}5^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}4^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}0^{+1{,}0}_{0}$	$12{,}8^{+1{,}5}_{0}$	$19{,}4^{+2{,}2}_{0}$
160	$3{,}9^{+0{,}6}_{0}$	$6{,}2^{+0{,}9}_{0}$	$9{,}1^{+1{,}2}_{0}$	$14{,}6^{+1{,}7}_{0}$	$22{,}1^{+2{,}5}_{0}$
180	$4{,}4^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}0^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}2^{+1{,}3}_{0}$	$16{,}4^{+1{,}9}_{0}$	$24{,}9^{+2{,}7}_{0}$
200	$4{,}9^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}7^{+1{,}0}_{0}$	$11{,}4^{+1{,}4}_{0}$	$18{,}2^{+2{,}1}_{0}$	$27{,}6^{+3{,}0}_{0}$
225	$5{,}5^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}7^{+1{,}1}_{0}$	$12{,}8^{+1{,}5}_{0}$	$20{,}5^{+2{,}3}_{0}$	$31{,}1^{+3{,}4}_{0}$
250	$6{,}1^{+0{,}9}_{0}$	$9{,}7^{+1{,}2}_{0}$	$14{,}2^{+1{,}7}_{0}$	$22{,}8^{+2{,}5}_{0}$	$34{,}5^{+3{,}7}_{0}$
280	$6{,}9^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}8^{+1{,}3}_{0}$	$15{,}9^{+1{,}8}_{0}$	$25{,}5^{+2{,}8}_{0}$	—
315	$7{,}7^{+1{,}0}_{0}$	$12{,}2^{+1{,}5}_{0}$	$17{,}9^{+2{,}0}_{0}$	$28{,}7^{+3{,}1}_{0}$	—
355	$8{,}7^{+1{,}1}_{0}$	$13{,}7^{+1{,}6}_{0}$	$20{,}1^{+2{,}3}_{0}$	$32{,}3^{+3{,}5}_{0}$	—
400	$9{,}8^{+1{,}2}_{0}$	$15{,}4^{+1{,}8}_{0}$	$22{,}7^{+2{,}5}_{0}$	$36{,}4^{+3{,}9}_{0}$	—
450	$11{,}0^{+1{,}3}_{0}$	$17{,}4^{+2{,}0}_{0}$	$25{,}5^{+2{,}8}_{0}$	$41{,}0^{+4{,}3}_{0}$	—
500	$12{,}2^{+1{,}5}_{0}$	$19{,}3^{+2{,}2}_{0}$	$28{,}3^{+3{,}1}_{0}$	—	—
560	$13{,}7^{+1{,}6}_{0}$	$21{,}6^{+2{,}4}_{0}$	$31{,}7^{+3{,}4}_{0}$	—	—
630	$15{,}4^{+1{,}8}_{0}$	$24{,}3^{+2{,}7}_{0}$	$35{,}7^{+3{,}8}_{0}$	—	—
710	$17{,}4^{+2{,}0}_{0}$	$27{,}4^{+3{,}0}_{0}$	$40{,}2^{+4{,}3}_{0}$	—	—
800	$19{,}6^{+2{,}2}_{0}$	$30{,}8^{+3{,}3}_{0}$	—	—	—
900	$22{,}2^{+2{,}4}_{0}$	$34{,}7^{+3{,}7}_{0}$	—	—	—
1000	$24{,}4^{+2{,}7}_{0}$	$38{,}5^{+4{,}1}_{0}$	—	—	—
1200	—	—	—	—	—

Fra le prove non distruttive molto importante è quella di tenuta idraulica alla pressione interna, in cui il campione da provare deve avere almeno un giunto. Il

valore della pressione interna durante la prova è di 1,5 volte la pressione di esercizio e deve essere raggiunto in circa 30 s e mantenuto per almeno 2 minuti primi; non devono manifestarsi perdite, deformazioni localizzate o altre irregolarità.

Tab. 4.22 Pressioni di esercizio in funzione della temperatura dei tubi di PEAD secondo la NORMA UNI 7611/76

Temperatura °C	Pressione d'esercizio P_e max. bar				
20	2,5	4,0	6,0	10,0	16,0
30	1,6	2,5	4,0	6,0	10,0
40	1,0	1,6	2,5	4,0	6,0
50	0,6	1,0	1,6	2,5	4,0
60	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5

Fra le prove distruttive, molto importante è quella di resistenza alla pressione interna. A seconda della temperatura (20 °C o 80 °C), la prova deve avere una durata di 1 ora o di 170 ore e la pressione interna p deve essere tale da dar luogo rispettivamente nei due casi a una tensione σ di 150 Kgf/cm^2 e di 30 Kgf/cm^2; il valore di tale pressione p deve essere determinato mediante la (4.17).

Attualmente vengono prodotti anche tubi di PEAD conformi al progetto del Comitato Europeo di Normalizzazione (CEN/TC 155/WG 12), con una $\sigma = 80$ Kgf/cm^2 alla temperatura di 20 °C. Tali tubi hanno spessori calcolati sempre con la (4.16), che a parità di D e di p_N risultano inferiori a quelli rispondenti alla NORMA UNI 7611/76 e raggiungono una pressione nominale $p_N = 30$ Kgf/cm^2.

Nella tabella 4.23 sono riportati i valori dei diametri esterni D e degli spessori dei tubi in esame. Per i tubi di PEAD esiste una serie abbastanza vasta di raccordi come per i tubi di PVC, serie regolata dalle NORME UNI sopra citate.

4.13.1 Giunti dei tubi di polietilene ad alta e a bassa densità

I tubi di polietilene possono essere giuntati in vario modo; i giunti più comunemente usati sono i seguenti:
- giunti con saldatura di testa
- giunti con saldatura nel bicchiere
- giunti a manicotto semplice o doppio
- giunti a collare
- giunti a flange, anche di materiali diversi dal polietilene
- giunti mediante raccordi anche di materiali diversi dal polietilene

Le saldature usate per i giunti si distinguono in saldature per polifusione (cioè senza materiale d'apporto) e saldature con materiale d'apporto, costituito da polietilene o da polipropilene. Questo secondo tipo di saldatura è però poco indicato per le giunzioni dei tubi e, in ogni caso, viene adoperato solo per giunti saldati di testa, dopo aver sagomato le estremità dei tubi da saldare in modo che formino un angolo di circa 60 °C.

Tab. 4.23 Diametri e spessori dei tubi di PEAD σ 80 secondo il progetto del Comitato Europeo di Normalizzazione—CEN/TC 155/WG12

Diametro esterno D(mm)	Spessore s (mm)				
	PN 10	PN 16	PN 20	PN 25	PN 30
50	3,0	4,6	5,6	6,8	7,9
63	3,7	5,8	7,0	8,6	10,0
75	4,5	6,9	8,4	10,2	11,9
90	5,3	8,2	10,0	12,2	14,3
110	6,5	10,0	12,3	14,9	17,4
125	7,4	11,4	13,9	16,9	19,8
140	8,3	12,8	15,6	19,0	22,2
160	9,5	14,6	17,8	21,7	25,3
180	10,6	16,4	20,0	24,4	28,5
200	11,8	18,2	22,3	27,1	31,6
225	13,3	20,5	25,0	30,5	35,6
250	14,8	22,8	27,8	33,8	39,5
280	16,5	25,5	31,2	37,9	44,3
315	18,6	28,7	35,0	42,6	49,8
355	20,9	32,3	39,5	48,0	-
400	23,6	36,4	44,5	-	-
450	26,5	41,0	50,0	-	-
500	29,5	45,5	-	-	-
560	33,0	51,0	-	-	-
630	37,1	-	-	-	-
710	41,8	-	-	-	-
800	47,1	-	-	-	-

La saldatura per polifusione si adopera, invece, sia per i giunti di testa che per quelli a bicchiere. Essa sfrutta la proprietà del materiale, che, portato vicino alla temperatura di fusione, assume una consistenza di cera liquefatta, per cui i pezzi a contatto si saldano perfettamente tra di loro. Questo tipo di saldatura si effettua mediante apposite apparecchiature; nel caso della saldatura di testa, le estremità dei tubi vengono posizionate in modo che combacino esattamente e, dopo averle portate per un certo tempo alla temperatura voluta, vengono avvicinate e premute con una pressione di 0,5 Kgf/cm^2, pressione che viene mantenuta finché non appare un cordone di materiale fuso.

Nel caso del giunto a bicchiere con saldatura per polifusione, i due elementi da unire vengono scaldati contemporaneamente mediante un attrezzo a maschio e femmina; una volta raggiunta la temperatura voluta, l'attrezzo viene sfilato, portando rapidamente a contatto le due parti del bicchiere e lasciando poi raffreddare lentamente.

I giunti a manicotto possono essere realizzati sia mediante saldatura del manicotto che con manicotti filettati; i manicotti possono essere anche di un materiale plastico diverso da quello dei tubi. La giunzione per saldatura viene realizzata riscaldando elettricamente il manicotto, nel quale si trova incorporata una resistenza elettrica che produce il calore necessario per portare a fusione il polieti-

lene.

I giunti a collare si realizzano infilando tra le estremità da collegare un tronchetto di tubazione metallica (in genere ottone), avente un diametro esterno molto vicino a quello interno dei tubi da unire; le estremità dei tubi vengono quindi serrate contro il tronchetto mediante due collari di lamiera metallica muniti di una vite. Il giunto a collare non è altro che uno dei tipi dei giunti mediante raccordi anche di materiali diversi dal polietilene.

I giunti a flange possono essere del tipo sia a flange mobili che a flange fisse e vale per essi quanto detto a proposito di tali giunti per i tubi di PVC.

Nelle figura 4.34 e 4.35 sono schematicamente rappresentati i giunti per polifusione nel bicchiere e il giunto a manicotto con elettroresistenza incorporata.

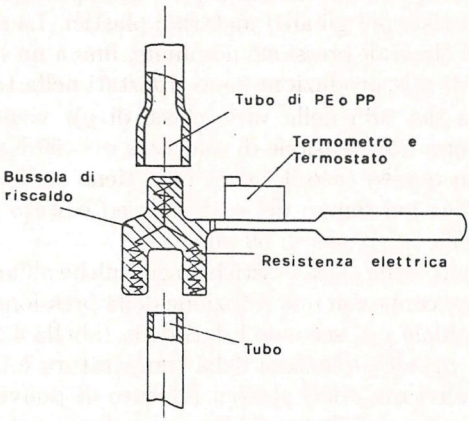


Fig. 4.34 Giunto per tubi di PEAD per polifusione nel bicchiere.

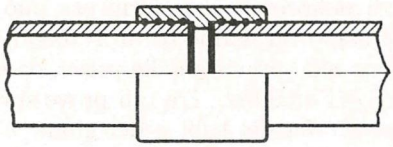


Fig. 4.35 Giunto per tubi di PEAD a manicotto con elettroresistenza incorporata.

4.14 Tubi di polipropilene

Il polipropilene fa parte di una nuova categoria di polimeri olefinici scoperta dal Prof. Natta del Politecnico di Milano nel 1954 ed è noto anche col nome commerciale *Moplen* datogli dalla Montecatini Edison.

È dotato di una serie di buone qualità, come l'estrema leggerezza, tanto da risultare la materia plastica rigida più leggera sinora prodotta, e una discreta resistenza al calore, che è tra le più elevate per i materiali termoplastici; a 80 °C le sue caratteristiche meccaniche sono ancora pari al 30% di quelle corrispondenti a 20 °C. Le proprietà dielettriche e la resistenza agli agenti chimici sono ottime, al

pari delle altre materie plastiche.

Per i tubi di polipropilene per condotte di fluidi in pressione esiste la NORMA UNI 8318/1981, che prevede per il materiale le seguenti caratteristiche a 20 °C:

- densità da 900 a 960 Kg/m^3
- carico di snervamento da 28 a 35 N/mm^2
- allungamento percentuale a rottura $\geq 100\%$
- modulo di elasticità normale da 1000 a 1300 N/mm^2
- resistenza elettrica superficiale $\sim$ 50 T Ω
- conduttività termica 0,19 Kcal/(m h °C)
- coefficiente di dilatazione termica lineare da 100 a 150 10^{6} °C^{-1}

Le definizioni del diametro esterno D, di quelli esterno medio D_{em} ed esterno qualunque D_{eq}, della pressione nominale p_N e della pressione di esercizio p_E sono le stesse di quelle già viste per gli altri materiali plastici. La produzione normalizzata dei tubi prevede 5 classi di pressione nominale, fino a un massimo di 16 Kgf/cm^2; tutti gli elementi di tale produzione sono riportati nella tabella 4.24.

Lo spessore s dei tubi delle varie classi di p_N viene calcolato mediante la (4.16), con un valore della tensione di sicurezza $\sigma = 50$ Kgf/cm^2 alla temperatura di 20 °C. Anche in questo caso il valore di σ tiene conto della diminuzione della resistenza meccanica nel tempo del materiale ed è stato assunto supponendo, al solito, una vita della tubazione di 50 anni.

Del decadimento delle caratteristiche meccaniche all'aumentare della temperatura la Norma tiene conto con una riduzione della pressione di esercizio p_E rispetto alla pressione nominale p_N, secondo i dati della tabella 4.25. Si può osservare che la riduzione della p_E all'aumentare della temperatura è minore rispetto a quella che si ha per gli altri materiali plastici (cloruro di polivinile e polietilene) e che per il polipropilene è possibile raggiungere una temperatura di funzionamento di 100 °C, contro quella di 60 °C prevista per i materiali plastici presi in esame in precedenza.

Anche per i tubi di polipropilene la fornitura può essere fatta sia in barre che in rotoli, purché abbiano un diametro di avvolgimento minimo di 600 mm. Per i tubi di polipropilene sono previste delle prove, da effettuare con le modalità indicate nella NORMA UNI 8321/82. Tra tali prove si ricordano quelle di tenuta idraulica alla pressione interna dei tubi e dei giunti e quella di resistenza alla pressione interna.

La prova di tenuta idraulica deve essere effettuata sul tubo in rotolo o su un tratto di tubo contenente almeno un giunto, con una pressione pari a 1,5 volte quella nominale, che deve essere raggiunta in circa 30 s e mantenuta per almeno 2 minuti, senza riscontrare perdite o irregolarità del tubo. La prova alla pressione interna ha lo scopo di determinare la resistenza del tubo a una tensione prefissata, che viene ottenuta mantenendo il tubo stesso a una certa pressione interna a una data temperatura per un certo tempo.

I valori della tensione cui deve essere sottoposto il tubo sono, a parità di temperatura, diversi a seconda che il polipropilene sia classificato come *omopolimero* o come *copolimero*; nella tabella 4.26 sono indicati, per i due tipi di materiale, in funzione della temperatura di prova, le tensioni da raggiungere e le durate delle prove stesse. Le pressioni necessarie per ottenere i valori delle tensioni di prova

vengono determinate, al solito, mediante la (4.17).

Tab. 4.24 Diametri e spessori dei tubi di polipropilene σ 80 secondo la NORMA UNI 8318/81

D	Diametro esterno medio D_{em}		Pressione nominale PN				
			2,5	4	6	10	16
	min.	max.	Spessore* s				
10	10,0	10,3	–	–	–	–	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$
12	12,0	12,3	–	–	–	–	$2{,}0\ (1{,}7)^{+0{,}4}_{0}$
16	16,0	16,3	–	–	–	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}3^{+0{,}5}_{0}$
20	20,0	20,3	–	–	–	$2{,}0\ (1{,}9)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}8^{+0{,}5}_{0}$
25	25,0	25,3	–	–	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}3^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}5^{+0{,}6}_{0}$
32	32,0	32,3	–	–	$2{,}0\ (1{,}9)^{+0{,}4}_{0}$	$3{,}0^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}5^{+0{,}7}_{0}$
40	40,0	40,4	–	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}3^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}7^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}6^{+0{,}8}_{0}$
50	50,0	50,5	–	$2{,}0^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}9^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}6^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}9^{+0{,}9}_{0}$
63	63,0	63,6	$2{,}0\ (1{,}6)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}5^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}6^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}8^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}7^{+1{,}1}_{0}$
75	75,0	75,7	$2{,}0\ (1{,}9)^{+0{,}4}_{0}$	$2{,}9^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}3^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}9^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}4^{+1{,}3}_{0}$
90	90,0	90,9	$2{,}2^{+0{,}5}_{0}$	$3{,}5^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}1^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}2^{+1{,}1}_{0}$	$12{,}5^{+1{,}5}_{0}$
110	110,0	111,0	$2{,}7^{+0{,}5}_{0}$	$4{,}3^{+0{,}7}_{0}$	$6{,}3^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}0^{+1{,}2}_{0}$	$15{,}2^{+1{,}8}_{0}$
125	125,0	126,2	$3{,}1^{+0{,}6}_{0}$	$4{,}9^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}1^{+1{,}0}_{0}$	$11{,}4^{+1{,}4}_{0}$	$17{,}3^{+2{,}0}_{0}$
140	140,0	141,3	$3{,}5^{+0{,}6}_{0}$	$5{,}4^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}0^{+1{,}0}_{0}$	$12{,}8^{+1{,}5}_{0}$	$19{,}4^{+2{,}2}_{0}$
160	160,0	161,5	$3{,}9^{+0{,}6}_{0}$	$6{,}2^{+0{,}9}_{0}$	$9{,}1^{+1{,}2}_{0}$	$14{,}6^{+1{,}7}_{0}$	$22{,}1^{+2{,}5}_{0}$
180	180,0	181,7	$4{,}4^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}0^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}2^{+1{,}3}_{0}$	$16{,}4^{+1{,}9}_{0}$	$24{,}9^{+2{,}7}_{0}$
200	200,0	201,8	$4{,}9^{+0{,}7}_{0}$	$7{,}7^{+1{,}0}_{0}$	$11{,}4^{+1{,}4}_{0}$	$18{,}2^{+2{,}1}_{0}$	$27{,}6^{+3{,}0}_{0}$
225	225,0	227,1	$5{,}5^{+0{,}8}_{0}$	$8{,}7^{+1{,}1}_{0}$	$12{,}8^{+1{,}5}_{0}$	$20{,}5^{+2{,}3}_{0}$	$31{,}1^{+3{,}4}_{0}$
250	250,0	252,3	$6{,}1^{+0{,}9}_{0}$	$9{,}7^{+1{,}2}_{0}$	$14{,}2^{+1{,}7}_{0}$	$22{,}8^{+2{,}5}_{0}$	$34{,}5^{+3{,}7}_{0}$
280	280,0	282,6	$6{,}9^{+0{,}9}_{0}$	$10{,}8^{+1{,}3}_{0}$	$15{,}9^{+1{,}8}_{0}$	$25{,}5^{+2{,}8}_{0}$	–
315	315,0	317,9	$7{,}7^{+1{,}0}_{0}$	$12{,}2^{+1{,}5}_{0}$	$17{,}9^{+2{,}0}_{0}$	$28{,}7^{+3{,}1}_{0}$	–
355	355,0	358,2	$8{,}7^{+1{,}1}_{0}$	$13{,}7^{+1{,}6}_{0}$	$20{,}1^{+2{,}3}_{0}$	$32{,}3^{+3{,}5}_{0}$	–
400	400,0	403,6	$9{,}8^{+1{,}2}_{0}$	$15{,}4^{+1{,}8}_{0}$	$22{,}7^{+2{,}5}_{0}$	$36{,}4^{+3{,}9}_{0}$	–
450	450,0	454,1	$11{,}0^{+1{,}3}_{0}$	$17{,}4^{+2{,}0}_{0}$	$25{,}5^{+2{,}8}_{0}$	$41{,}0^{+4{,}3}_{0}$	–
500	500,0	504,5	$12{,}2^{+1{,}5}_{0}$	$19{,}3^{+2{,}2}_{0}$	$28{,}3^{+3{,}1}_{0}$	$45{,}5^{+4{,}8}_{0}$	–
560	560,0	565,1	$13{,}7^{+1{,}6}_{0}$	$21{,}6^{+2{,}4}_{0}$	$31{,}7^{+3{,}4}_{0}$	–	–
630	630,0	635,7	$15{,}4^{+1{,}8}_{0}$	$24{,}3^{+2{,}7}_{0}$	$35{,}7^{+3{,}8}_{0}$	–	–
710	710,0	716,4	$17{,}4^{+2{,}0}_{0}$	$27{,}4^{+3{,}0}_{0}$	$40{,}2^{+4{,}3}_{0}$	–	–
800	800,0	807,2	$19{,}6^{+2{,}2}_{0}$	$30{,}8^{+3{,}3}_{0}$	–	–	–
900	900,0	908,1	$22{,}0^{+2{,}4}_{0}$	$34{,}7^{+3{,}7}_{0}$	–	–	–
1 000	1 000,0	1 009,0	$24{,}4^{+2{,}7}_{0}$	$38{,}5^{+4{,}1}_{0}$	–	–	–
1 200	1 200,0	1 210,8	$29{,}3^{+3{,}2}_{0}$	$46{,}2^{+4{,}9}_{0}$	–	–	–
1 400	1 400,0	1 412,6	$34{,}2^{+3{,}7}_{0}$	–	–	–	–

Tab. 4.25 Variazione della pressione di esercizio in funzione della temperatura per i tubi di polipropilene secondo la NORMA UNI 8318/81

Temperatura* max. °C	Durata anni	Pressione nominale *PN* bar				
		2,5	4	6	10	16
		Pressione di esercizio P_e bar				
20	10	3	4,8	7,2	12	19
	50	2,5	4	6	10	16
40	10	2	3,2	5	8	12,8
	50	1,5	2,4	3,6	6	9,6
60	10	1,2	2	3	5	8
	50	0,7	1,2	1,8	3	4,8
80	10	0,6	1	1,5	2,5	4
100	10	0,2	0,4	0,6	1	1,6

* Per temperature maggiori di 110 °C, l'impiego dei tubi deve essere accertato sperimentalmente nelle previste condizioni d'esercizio.

Tab. 4.26 Tensione cui devono essere sottoposti i tubi di polipropilene nella prova di resistenza alla pressione interna in funzione della temperatura, secondo la NORMA UNI 8321/82

Materiale	Classe di prova	Ambiente esterno	Temperatura °C	Durata h	Tensione di prova MPa
Omopolimero	Prova di accettazione	Acqua o aria	20	1	23,0
	Prove di tipo	Acqua o aria	95	200	4,0
		aria	120*	1 000	2,3
Copolimero	Prova di accettazione	Acqua o aria	20	1	18,0
	Prove di tipo	Acqua o aria	95	200	3,0
		aria	120*	1 000	1,9

* 120 °C è la temperatura di riferimento; tuttavia per un periodo di transizione è tollerata la prova per 200 h a 95 °C. La prova a 120 °C non è eseguibile quando la pressione di prova risultante dal calcolo è minore di 0,21 MPa.

È da rilevare che i due tipi di polipropilene hanno un ugual comportamento a lungo termine (dopo 50 anni), tanto che per essi si assume nei calcoli dello spessore lo stesso valore $\sigma = 50$ Kgf/cm^2, come si è visto in precedenza; è tuttavia diverso il comportamento a breve termine, tanto che si rendono necessarie tensioni di prova diverse per simulare una stessa tensione a lungo termine. Dai dati della tabella 4.26 si nota precisamente che, a breve termine, l'omopolimero ha una resistenza

superiore di circa il 30% rispetto a quella del copolimero, tuttavia esso presenta, rispetto a quest'ultimo, un maggior decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche, per cui, dopo circa 50 anni, la resistenza del materiale è la stessa.

Anche per i tubi di polipropilene esiste un'ampia produzione di raccordi. I tipi di giunzione adoperati sono gli stessi di quelli visti per i tubi di polietilene.

4.15 Tubi di vetroresina (PRFV)

La vetroresina è una resina termoindurente rinforzata con fibre di vetro, che costituiscono la parte strutturale del materiale, a cui è affidata la resistenza meccanica, mentre la resina è la matrice che assicura l'impermeabilità e la resistenza chimica e che lega le varie fibre, permettendo la distribuzione degli sforzi.

La resina termoindurente può essere scelta fra quelle fenoliche, poliestere, epossidiche ecc.; le più impiegate sono quelle poliestere, che sono liquide allo stato di monomero, polimerizzando con l'aggiunta di opportuni additivi. Le fibre di vetro possono presentarsi sotto diverse forme: in filati, in tessuti e nastri, in un sottile tappeto costituito da fibra sciolta compressa.

I tubi di PRFV vengono realizzati mediante avvolgimento delle fibre di vetro e della resina intorno a un mandrino, fino a ottenere lo spessore previsto; dopo che è avvenuta la polimerizzazione della resina, e quindi si è avuta la formazione del tubo, il mandrino viene estratto e riutilizzato.

Attorno al mandrino viene applicato uno strato di resina rinforzata con un velo di vetro; questo strato interno contiene l'80–90% di resina e viene rinforzato con un secondo strato di vetro impregnato di resina (la resina è presente per circa il 70%). Questa parte interna del tubo, detta *liner*, che si viene a trovare a diretto contatto col fluido trasportato, garantisce l'impermeabilità, assicura la resistenza chimica del tubo e presenta una superficie interna estremamente liscia, garantendo un ottimo comportamento idraulico del tubo. Attorno al liner vengono avvolte con una tensione costante fibre di vetro impregnate di resina, che costituiscono la parte esterna del tubo, la quale contiene un'elevata percentuale di vetro (più del 70% in peso) e assicura la resistenza meccanica a tutte le sollecitazioni interne ed esterne, comprese quelle flessionali. Il numero degli strati e l'angolo di avvolgimento di tali fibre dipendono dalla resistenza da conferire al tubo.

Infine si realizza uno strato esterno di resina pura di spessore esiguo (qualche decimo di mm), per ottenere l'impregnazione completa delle fibre di vetro periferiche; a tale strato vengono aggiunti degli additivi che agiscono contro l'azione dei raggi ultravioletti. Per tubazioni aventi classi di pressione nominale molto elevata, si può aggiungere una certa percentuale di silice pura al posto del vetro, ottendo caratteristiche di resistenza maggiori.

In alcuni tipi di produzione dei tubi di PRFV viene adoperato come mandrino per l'avvolgimento un tubo di PVC di piccolo spessore, che non viene estratto, ma resta a formare la parete interna del tubo in PRFV. Esistono anche altri sistemi di fabbricazione dei tubi di vetroresina, sia pure meno adoperati, come per esempio quello per centrifugazione entro stampi cilindrici cavi.

Grazie alla resistenza a trazione molto elevata delle fibre di vetro (circa 1600 N/mm^2), la vetroresina delle tubazioni raggiunge delle resistenze a trazione dello stesso ordine di grandezza di un buon acciaio da costruzione. Per i tubi di

vetroresina esiste la NORMA UNI 9032/88 e, per quanto riguarda i metodi di prova, la NORMA UNI 9033/88.

La NORMA UNI 9032/88 suddivide i tubi in 6 classi, a seconda del tipo di fabbricazione e della composizione della parete:
– classe A: tubi monoparete rinforzati con fibre di vetro prodotti su mandrino per avvolgimento dei fili;
– classe B: Tubi prodotti su mandrino con avvolgimento del rinforzo su un tubo di materiale termoplastico (normalmente PVC) che rimane incorporato (*tubi con liner termoplastico*);
– classe C: tubi in *aggregato*, ottenuti per avvolgimento, nei quali oltre alle fibre di vetro di rinforzo è incorporata nella parete una certa quantità di una data carica minerale (generalmente sabbia);
– classe D: tubi monoparete prodotti per centrifugazione;
– classe E: tubi monoparete rinforzati con nervature prodotti su mandrino;
– classe F: tubi a doppia parete prodotti su mandrino;

I tubi vengono poi distinti in 5 tipi, a seconda della natura e della temperatura massima del fluido trasportato (acqua potabile o da potabilizzare, fluidi alimentari in genere, liquame e scarichi civili, acqua per uso irriguo, prodotti chimici); per le temperature del fluido sono previsti, a seconda dei casi, i valori massimi di 60 °C e di 80 °C. La Norma stabilisce poi le caratteristiche che devono avere i materiali che compongono il tubo delle varie classi (la resina termoindurente, le fibre di vetro, le cariche, i pigmenti, il PVC per i tubi della classe B ecc.), la composizione e lo spessore dei diversi strati dei tubi stessi (strato interno, strato intermedio, strato esterno, rinforzi ecc.).

Il diametro nominale DN dei tubi di PRFV è di puro riferimento ed è approssimativamente collegato alle dimensioni di fabbricazione. Per le classi di tubi A, C, E, F il diametro interno D_i coincide con quello nominale DN; per la classe B coincide col diametro interno del tubo di PVC; per la classe D è funzione dello spessore del tubo e non è normalizzato. Per i tubi delle classi A, B, E ed F e, in alcuni casi, della classe C, il diametro esterno D_e dipende dallo spessore e non è normalizzato. Per i tubi di classe D e di alcuni tipi di classe C il diametro esterno è quello dichiarato dal produttore.

Nelle tabella 4.27, 4.28 e 4.29 sono riportati i valori del diametro nominale DN, del diametro interno D_i e/o del diametro esterno D_e previsti dalla NORMA UNI 9032/88 per le varie classi di tubi di PRFV.

Le classi di pressione nominale p_N previste dalla Norma sono 14: $p_N = 1 - 2,5 - 3,2 - 4 - 5 - 6 - 8 - 10 - 12,5 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40$ kgf/cm^2; possono, inoltre, essere concordate pressioni nominali diverse tra committente e fornitore. Come si vede i tubi di PRFV raggiungono nelle normali produzioni di serie valori di p_N molto prossime a quelle dei tubi metallici e quindi assai maggiori di quelle dei tubi di materiale termoplastico. Inoltre, i tubi di PRFV vengono prodotti anche per diametri molto grandi, di gran lunga maggiori di quelli dei tubi degli altri materiali plastici. Lo spessore del tubo, che dipende dalla tecnolgia di fabbricazione, deve essere tale da assicurare le prestazioni cui il tubo stesso è destinato.

La pressione nominale p_N è anche in questo caso riferita al convogliamento di acqua alla temperatura di 20 °C; essa individua il tubo agli effetti della resistenza

alla sola pressione interna e non anche alla pressione equivalente p_0 dovuta ai carichi esterni, di cui occorre tener conto in sede di progetto. Oltre poi alla pressione di esercizio p_E, vengono definite:
– la pressione massima temporanea p_t, alla quale può essere occasionalmente sottoposto il tubo (per non più di 10 ore consecutive e non oltre 100 ore all'anno);
– la pressione di fessurazione p_f, che è la pressione interna che provoca fessurazioni allo strato interno e che, ai fini del comportamento a lungo termine (50 anni) determina l'inizio della fuoriuscita del liquido;

Tab. 4.27 Diametri e lunghezze massime delle barre dei tubi di PRFV delle classi A– C– E– F, secondo la NORMA UNI 9032/88

DN = Di (mm)	Tolleranze (mm)	Max lunghezza barre (m)
10 15 20		3,00
25 32		6,00
40 50 65 75 80 (90) 100 (110) 125 150 (160) 200 250 300 (315) 350 400 450 500	±1,5	18,00
600 700 800 900 1000	±4	
1200 1400 1600 1800 2000	±5	
(2200) 2400 (2600) 2800 (3000) 3200 (3400) 3600 (3800) 4000	±7	

Tab. 4.28 Diametri e lunghezze massime delle barre dei tubi di PRFV della classe B, secondo la NORMA UNI 9032/88

DN	D_i	Spessore tubo estruso	Spessore tubo da lastra	Lunghezza barre max.
15	15,20	2,40		3 000
20	19,00	3,00		
25	27,20	2,40		6 000
40	45,20	2,40		
50	57,00	3,00		
65	70,60	2,20		
80	84,60	2,70		
100	103,60	3,20		
125	117,60	3,70		
150	153,60	3,20		
200	194,00	3,00		
250	244,00	3,00		
300	309,00	3,00		
350	349,00	3,00		
400	394,00	3,00		12 000
450	440,00	5,00		
500	490,00	5,00		
600	590,00	5,00		
700	688,00	6,00		
800	787,40	6,30		
900	886,00	7,00	3,00	
1 000	984,00	8,00	3,00	
1 250	1 229,20	10,40	3,00	
1 400	1 400,00		3 a 4	
1 600	1 600,00		3 a 4	
1 800	1 800,00		3 a 4	
2 000	2 000,00		3 a 4	
2 400	2 400,00		3 a 4	
(2 600)	2 600,00		4 a 5	
2 800	2 800,00		4 a 5	
(3 000)	3 000,00		4 a 5	
3 200	3 200,00		4 a 5	
(3 400)	3 400,00		4 a 5	
3 600	3 600,00		4 a 5	
(3 800)	3 800,00		4 a 5	
4 000	4 000,00		4 a 5	

Lo spessore dello stratificato PRFV dipende dalla tecnologia di fabbricazione del tubo.

Tab. 4.29 Diametri e tolleranze dei tubi di PRFV della classe D (ed eventualmente C), secondo la NORMA UNI 9032/88

Diametro Nominale DN	Diametro Esterno De (mm)	Tolleranze (mm)	
100	106	+1,8	-2,0
125	132	+1,8	-2,0
150	157	+1,9	-2,0
200	208	+2,0	-2,0
250	259	+2,1	-2,0
300	310	+2,3	-2,0
350	361	+2,4	-2,0
400	412	+2,5	-2,0
500	514	+2,8	-2,0
600	616	+3,0	-2,0
700	718	+3,3	-2,0
800	820	+3,5	-2,0
900	922	+3,8	-2,0
1100	1024	+4,0	-2,0
1200	1228	+4,5	-2,0
1400	1432	+5,0	-2,0
1600	1636	+5,5	-2,0
1800	1840	+6,0	-2,0
2000	2044	+6,5	-2,0
2200	2248	+7,0	-2,0
2400	2452	+7,5	-2,0
(2600)	2656	+8,0	-2,0
2800	2860	+8,5	-2,0
(3000)	3064	+9,0	-2,0
3200	3268	+9,5	-2,0
(3400)	3472	+10,0	-2,0
3600	3676	+10,5	-2,0
(3800)	3880	+11,0	-2,0
4000	4084	+11,5	-2,0

– la pressione di rottura p_r, che è la pressione interna che danneggia notevolmente la struttura del tubo e che può coincidere con quella di fessurazione;
– la pressione di collasso p_c per carico uniforme esterno, che è la pressione esterna (o la depressione interna) che dà luogo alla rottura del tubo o per instabilità elastica o per superamento della tensione di rottura a compressione del materiale.

La Norma suddivide poi i tubi di vetroresina in classi, in funzione della loro resistenza meccanica trasversale e contiene delle prescrizioni sulla resistenza meccanica longitudinale, sulla resistenza all'urto, al taglio e sulla resistenza a lungo termine, per la quale si intende quella dopo 50 anni di vita della tubazione.

La pressione nominale p_N deve risultare:

$$p_N < \frac{1}{4} p_f \tag{4.18}$$

oppure, nel caso che la pressione di fessurazione p_f coincida con quella di rottura:

$$p_N < \frac{1}{4} p_r \tag{4.18'}$$

I tubi devono, inoltre, soddisfare alla prova di tenuta idraulica, effettuata con una pressione interna pari a $1{,}5\,p_N$; i tubi interrati devono essere anche verificati per una depressione interna di 0,3 Kgf/cm^2, anche se in progetto non è prevista tale condizione di esercizio. Inoltre, in alcuni casi, la pressione nominale p_N deve essere ridotta, rispetto ai valori dati dalla (4.18) o dalla (4.18′), per tener conto del comportamento del materiale a lungo termine (dopo 50 anni di vita). Se la pressione di fessurazione p_f o di rottura p_r dopo 50 anni, sulla cui determinazione si ritornerà in seguito, producono degli allungamenti A della circonferenza del tubo che risultano inferiori al 65% dei corrispondenti allungamenti a dovuti alla pressione di fessurazione a breve termine ($A < 0,65\,a$), la p_N deve essere ridotta in base alle:

$$p_N < \frac{1}{4} p_f \frac{A}{0,65\,a} \tag{4.19}$$

oppure

$$p_N < \frac{1}{4} p_r \frac{A}{0,65\,a} \tag{4.19'}$$

La Norma prevede poi che la pressione di esercizio p_E non possa superare quella nominale p_N per temperature d'impiego che vanno da 0 a 40 °C e che la pressione massima temporanea d'esercizio p_t non possa superare il valore $1{,}25\,p_N$.

Se i tubi sono sottoposti a sollecitazioni esterne (compresi gli effetti termici), oltre che a pressione interna, occorre calcolare le massime deformazioni, che non devono in nessun punto superare un valore pari a 1/4 della deformazione corrispondente alla p_f e/o alla p_r. Per impieghi dei tubi a temperature diverse dal campo 0–40 °C, le pressioni di esercizio ammissibili devono essere indicate dal produttore del tubo, sotto la propria esclusiva responsabilità; inoltre, la temperatura d'impiego deve essere inferiore di almeno 25 °C di quella di inflessione sotto carico, determinata su provette di resina pura.

Secondo la Norma la resistenza meccanica trasversale iniziale è caratterizzata dall'indice di rigidità trasversale RG:

$$RG = \frac{E\,J}{D^3}\,10^6 \tag{4.20}$$

con:
RG = indice di rigidità trasversale in N/m^2;
E = modulo elastico del materiale in direzione circonferenziale in N/mm^2;
D = diametro nominale del tubo in mm (nei calcoli, per maggior precisione, è opportuno assumere per D il diametro medio);
J = momento d'inerzia di un tratto di parete del tubo di lunghezza 1 mm rispetto all'asse neutro della sezione longitudinale della parete stessa ($J = s^3/12$) in mm^3.

In base al valore iniziale della rigidità, i tubi vengono classificati nelle seguenti quattro classi:

classe	RG (N/m^2)
1250	da 1250 a 2500
2500	da 2500 a 5000
5000	da 5000 a 10 000
10 000	> di 10 000

Ai fini del calcolo dei tubi interrati, viene anche definito il fattore di rigidità trasversale SF, che espresso in N mm è dato dalla seguente formula:

$$SF = 0,149 \frac{F r^3}{\Delta y} \tag{4.21}$$

essendo:
F = carico esterno agente su un tronco di tubo di lunghezza 1 mm (N/mm);
Δy = inflessione trasversale verticale in mm;
r = raggio interno del tubo in mm.

Il valore di SF viene determinato con le modalità previste dalla NORMA UNI 9033.

Il fattore di rigidità trasversale $SF = EJ$ (con $J = s^3/12$) è quindi legato all'indice di resistenza trasversale RG dalla:

$$SF = EJ = RG\, D^3 \tag{4.22}$$

Per i tubi di classe E, dotati di irrigidimenti trasversali, la Norma indica una formula per il calcolo dell'indice medio di rigidità trasversale RG_m.[7]

Il valore dell'inflessione del tubo in opera, calcolato in base alle caratteristiche meccaniche a breve termine, non deve superare il 25% del valore dell'inflessione che dà origine a danni di qualsiasi tipo alla parete del tubo, anche se interessanti solo lo strato interno.

La NORMA UNI 9033/88 riguarda i metodi di prova sui tubi di PRVF. Sono previsti quattro gruppi di prove. A quelle del 1° gruppo (gruppo A) appartengono le prove di controllo delle materie prime, di accettazione dei tubi e di tenuta idraulica dei tubi stessi.

Tale ultima prova deve essere eseguita sull'intera canna del tubo da provare, con temperatura pari a quella ambiente per temperatura d'esercizio prevista compresa nel campo da -20 °C a +40 °C, mentre negli altri casi deve essere fatta con fluido di prova alla temperatura di esercizio, dopo aver effettuato il condizionamento della provetta, che si ottiene mantenendo la provetta stessa alla temperatura di prova in aria per 24 ore o in acqua per un numero di ore pari alla misura (in centimetri) dello spessore massimo. La prova deve essere fatta con pressione uguale a $1{,}5\, p_N$, deve durare 3 minuti primi e viene ritenuta positiva se non si verificano lesioni o perdite di liquido visibili a occhio nudo o se, al termine di essa, la pressione

---

[7] Nella (4.22) RG è espresso nelle stesse unità di misura di E e J nelle stesse unità di misura di D^3, mentre nella (4.20) RG è in N/m^2 e E in N/mm^2, per cui viene introdotto il fattore 10^6.

letta sul manometro è pari a quella iniziale; ovviamente, la pompa, che è servita per la messa in pressione, deve restare a mandata chiusa.

Le prove del 2° gruppo (gruppo B) sono delle prove distruttive, che servono a determinare le caratteristiche dei tubi a breve termine. Fra queste si richiama quella di verifica della pressione nominale p_N in relazione alla pressione di fessurazione p_f o di rottura p_r, nel caso in cui la p_f coincida con la p_r; l'esito della prova deve soddisfare la (4.18) o la (4.18′). Per quanto riguarda la temperatura di prova, vale quanto detto a proposito della prova di tenuta idraulica.

La prova viene fatta raggiungendo una pressione interna pari a $4\,p_N$, che viene mantenuta per 30 minuti primi. Se non si sono avute fuoriuscite di liquido dal tubo, si controlla l'integrità dello strato interno mediante liquidi penetranti colorati o con apposita lampada; la verifica deve avere esito positivo. Successivamente, la pressione interna viene gradualmente aumentata fino al verificarsi di perdite di liquido dalla superficie; la pressione per cui si hanno tali perdite viene assunta, convenzionalmente, come pressione di rottura p_r, al solo fine del comportamento del tubo a lungo termine, su cui si dirà più avanti.

Le prove del 3° gruppo (gruppo C) sono distruttive e mirano a determinare le caratteristiche a lungo termine del tubo. Fra tali prove si ricorda quella di fessurazione e/o rottura a lungo termine, che può essere eseguita con due modalità.

Il primo metodo prevede di mantenere un certo numero di provette a una pressione interna pari a quella nominale p_N per durate di $1 - 10 - 100 - 1000 - 10\,000$ ore e di far quindi aumentare la pressione stessa fino a raggiungere la pressione di fessurazione p_f. Per ciascuna durata si ricavano quindi i valori medi di p_f trovati per i vari provini e i risultati sperimentali si riportano in un diagramma in scala logaritmica, avente in ascissa i logaritmi $log\,t$ della durata di prova e in ordinata i logaritmi $log\,p_f$ della pressione di fessurazione. Mediante estrapolazione si determina quindi la pressione di fessurazione residua dopo 50 anni ($4,382\,10^5 ore$), dalla quale si può risalire, mediante la formula di Mariotte, alla corrispondente sollecitazione trasversale σ_T di fessurazione residua a 50 anni.

Durante le prove occorre inoltre rilevare gli allungamenti circonferenziali che vanno estrapolati a 50 anni analogamente a quanto visto per la pressione di fessurazione p_f. Se l'allungamento A a 50 anni risulta inferiore al 65% del valore a corrispondente alla pressione di fessurazione a breve termine ($A < 0,65\,a$) la pressione nominale p_N va ridotta secondo la (4.19).

Il secondo metodo di prova per determinare la pressione di fessurazione a lungo termine consiste nel mantenere un certo numero di provini a pressioni interne via via minori a partire dal valore di fessurazione p_f a 1 ora; per ciascuna pressione interna di prova si determina quindi la durata t necessaria per pervenire alla rottura. Anche in questo caso si riportano i punti sperimentali in scala logaritmica ($log\,t$, $log\,p$), determinando, mediante estrapolazione, la pressione di rottura a 50 anni e quindi la corrispondente tensione di rottura.

È da rilevare che, anche se ciò non è esplicitamente detto dalla Norma, la pressione di rottura è in questo caso da ritenersi coincidente con quella di fessurazione. Anche in questa prova vanno rilevati gli allungamenti circonferenziali, estrapolandone il valore a 50 anni e, se risulta $A < 0,65\,a$, la pressione nominale p_N deve essere ridotta mediante la (4.19').

Il 4° gruppo di prove (gruppo D) prevede solo la determinazione della pres-

sione esterna o depressione interna di collasso, che può essere ricavata sia mediante una prova a pressione esterna che mediante una prova di depressione interna.

La NORMA UNI 9033/88 indica anche le prove per determinare i valori del fattore di rigidità trasversale $SF = EJ$ e dell'indice di rigidità trasversale RG, prove che sono essenzialmente le seguenti:

– applicazione del carico su un tronco di tubo con velocità di spostamento del piatto mobile non superiore al 2% di DN al minuto primo, fino a raggiungere deformazioni pari al 5–10% del diametro iniziale;

– ripetizione della prova caricando il diametro ortogonale del tubo;

– prosecuzione dell'abbassamento del piatto mobile fino a portare a fessurazione il liner della provetta e lettura della relativa deformazione.

Se la rigidità della provetta è tale da far presumere che la fessurazione avvenga prima di raggiungere deformazioni del 10%, le prime due prove vanno arrestate alla deformazione del 5%. Durante le prove vanno rilevati i valori del carico corrispondente alle deformazioni del 3–5% e, quando è possibile del 10%; a questo punto si puo ricavare, mediante la (4.21) i valori del fattore di rigidità trasversale $SF = EJ$ del tubo corrispondenti alle suddette deformazioni, introducendo per F i relativi valori medi dei carichi delle prove effettuate sui due diametri ortogonali.

Per le (4.21) e (4.22) l'indice di rigidità trasversale RG è dato dalla:

$$RG = 0,0186 \frac{F}{\Delta y} \tag{4.23}$$

I valori a lungo termine (a 50 anni di vita) di SF e di RG vengono ricavati determinando i valori delle suddette grandezze mediante prove su provette di tubo che in precedenza erano state sottoposte a pressione per vari tempi t ed effettuando quindi l'estrapolazione a 50 anni, come si è visto in precedenza relativamente alla pressione di fessurazione p_f

Con le prove descritte viene anche determinato il valore della massima inflessione che danneggia la parete del tubo, valore che è di notevole importanza; infatti, come si è visto in precedenza, l'inflessione del tubo in opera, calcolata in base alle caratteristiche meccaniche a breve termine, non deve superare il 25% dell'inflessione che provoca danni di qualsiasi genere alla parete del tubo.

La NORMA UNI 9033/88 indica poi le modalità di determinazione dello scorrimento sotto carico costante (*creep*) per inflessione trasversale: il tubo viene schiacciato con deformazione iniziale del 3%, qualsiasi sia la sua rigidità; la forza viene mantenuta costante, rilevando la deformazione y_t dopo 1 – 3 – 8 – 24 – 48 – 96 – 168 – 500 – 1000 ore ed estrapolandone al solito il valore y_{50} dopo 50 anni. Il fattore di scorrimento α_t all'istante t è dato dalla:

$$\alpha_t = \frac{y_t}{y_{50}} \tag{4.24}$$

Il modulo elastico a flessione della tubazione in PRFV presenta forti variazioni in funzione del tipo e della quantità del rinforzo in fibra di vetro: i valori iniziali sono dell'ordine di 9000–13 000 N/mm^2 per i tubi delle classi C e D e di 25 000 N/mm^2 per quelli della classe A, con un fattore di riduzione a lungo termine pari mediamente a 2,5. Ai fini dei calcoli tali valori non hanno però una grande

importanza, in quanto vengono introdotti i valori del fattore e dell'indice di rigidità trasversale, che come si è visto vengono determinati mediante apposite prove.

4.15.1 Giunti dei tubi di vetroresina

I tubi di vetroresina possono essere collegati mediante giunti a bicchiere, giunti testa a testa, giunti a manicotto e giunti a flange. I più adoperati sono i giunti a bicchiere, che possono essere di vario tipo:

– a bicchiere con incollaggio, nel quale l'adesivo viene applicato all'interno del bicchiere e spesso anche sull'estremità a maschio (figura 4.36); è consigliato per i tubi in pressione di piccolo diametro;

– a bicchiere con incollaggio e fasciatura esterna; dopo l'indurimento dell'adesivo si applicano sull'esterno della giunzione stuoie di vetro impregnate di resina (figura 4.37); è consigliato per pressioni elevate;

– a bicchiere con incollaggio e ripresa interna (figura 4.38); viene realizzato per grandi diametri e assicura maggiore continuità alla tubazione, per cui si possono in alcuni casi ridurre i blocchi di ancoraggio;

– a bicchiere con guarnizione di gomma per la tenuta (figura 4.39) o con doppia guarnizione di gomma (figura 4.40); è forse il giunto più adoperato, sia per la rapidità di realizzazione che per le garanzie che offre;

– a bicchiere con guarnizione di gomma e cavetto antisfilante (figura 4.41), che serve a trasmettere anche sollecitazioni assiali; il cavetto viene inserito predisponendo due sedi sul maschio e sulla femmina del bicchiere.

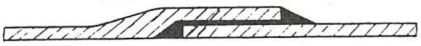


Fig. 4.36 Giunto a bicchiere per incollaggio per tubi di PRFV.

Fig. 4.37 Giunto a bicchiere per incollaggio e fasciatura esterna per tubi di PRFV.

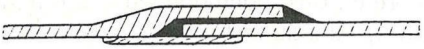


Fig. 4.38 Giunto a bicchiere per incollaggio e ripresa interna per tubi di PRFV.

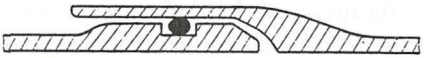


Fig. 4.39 Giunto a bicchiere con guarnizione in gomma per tubi di PRFV.

Fig. 4.40 Giunto a bicchiere con doppia guarnizione in gomma per tubi di PRFV.

Fig. 4.41 Giunto a bicchiere con guarnizione in gomma e cavetto antisfilamento per tubi di PRFV.

Il giunto a manicotto è analogo all'ultimo tipo di giunto a bicchiere illustrato. I tronchi di tubo sono prodotti con due estremità maschio, su ciascuna delle quali sono ricavate le sedi per l'anello in gomma di tenuta o per il doppio anello in gomma di tenuta o per l'anello in gomma e per il cavetto antisfilante (figura 4.42). Un particolare tipo di giunto a manicotto è costituito da un manicotto flessibile di PRFV al di sopra di una guarnizione di elastomero, dotata di un profilo adeguato alla tenuta. Il giunto testa a testa è adatto per pressioni molto elevate e viene usato preferibilmente per giunzioni prefabbricate in officina. Le estremità del tubo da giuntare vengono unite di testa e fasciate all'esterno con fibre di vetro impregnate di resina; per grandi diametri la giunzione viene ripresa anche dall'interno dei tubi (figura 4.43).

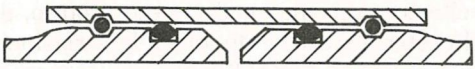


Fig. 4.42 Giunto a manicotto per tubi di PRFV.

Fig. 4.43 Giunto di testa per tubi di PRFV.

I giunti a flangia possono essere sia a flange fisse in vetroresina ricavate all'estremità dei tubi (figura 4.44) che a flange mobili, anche di materiale diverso (figura 4.45); la tenuta è ottenuta mediante una guarnizione in gomma. Questo tipo di giunto viene, al solito, realizzato per l'inserimento di pezzi speciali o in punti in cui è prevedibile con una certa frequenza il montaggio e lo smontaggio della tubazione.

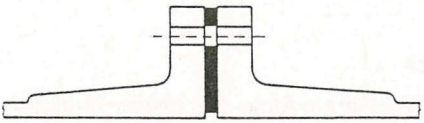


Fig. 4.44 Giunto a flange fisse per tubi di PRFV.

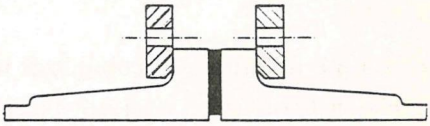


Fig. 4.45 Giunto a flange mobili per tubi di PRFV.

Per i tubi di vetroresina viene prodotta una gamma abbastanza vasta di raccordi (curve, riduzioni, flange, deviazioni ecc.)

4.16 Tubazioni di altri materiali

Tubazioni di materiali diversi da quelli in precedenza visti trovano nel campo degli acquedotti un impiego estremamente ridotto e in situazioni del tutto particolari, tanto da poter ritenere inutile una loro trattazione.

Solo per gli impianti interni degli edifici, per il convogliamento dell'acqua sia calda che fredda, vengono spesso adoperati, specie nelle diramazioni di minor diametro i tubi di rame, grazie alla loro facilità di posa in opera per la malleabilità del materiale e per la mancanza di giunti, essendo prodotti in rotoli di enorme lunghezza; sempre negli impianti interni, i tubi di piombo, adoperati sin dall'epoca romana anche per le opere di convogliamento esterne, trovano attualmente un impiego limitato praticamente solo a particolari tratti di raccordo (con gli apparecchi sanitari, con gli elettrodomestici ecc.).

4.17 Calcoli statici delle tubazioni

I calcoli statici delle tubazioni vanno effettuati seguendo le indicazioni del DM.LL. PP. del 12.12.1985, che è stato illustrato nel paragrafo 4.2. Per poter applicare la (4.1), che consente di determinare la pressione nominale p_N cui sono sottoposti le tubazioni e i giunti, è necessario calcolare la pressione equivalente p_0, da sommare alla massima pressione interna di esercizio p_E.

Come si è visto nel paragrafo 4.2, tale pressione equivalente p_0 è definita come quella pressione agente al livello dell'asse della tubazione che dà luogo in questa a tensioni di trazione pari alla tensione massima – che si verifica in un dato punto della tubazione – dovuta a tutte le sollecitazioni esterne, quali il peso proprio, il peso del terreno di rinterro, i sovraccarichi esterni statici e dinamici, le variazioni termiche, le spinte dovute alla eventuale presenza di acque di falda ecc. È perciò necessario determinare lo stato di sollecitazione indotto nella tubazione da tutte le azioni esterne, al fine di individuare il punto in cui si verifica la suddetta tensione massima di trazione calcolandone il valore.

Il problema è estremamente complesso, dipendendo le azioni agenti sui tubi e le sollecitazioni da esse indotte da una serie di elementi che è molto difficile conoscere e da altri di non semplice schematizzazione, per cui la risoluzione del problema è affetta da notevoli margini di incertezza, malgrado le numerose ricerche teoriche e sperimentali eseguite.

In questa sede si farà un accenno all'impostazione del problema e alle metodologie di risoluzione, rimandando, per gli opportuni approfondimenti, ai trattati specifici.

4.17.1 Le azioni sulle tubazioni interrate

Quello delle tubazioni interrate è il caso più frequente e forse di maggior interesse. Per poter determinare lo stato di tensione nella tubazione è necessario determinare l'entità delle varie azioni esterne.

L'azione dovuta al terreno di ricoprimento è diversa a seconda delle condizioni di posa della tubazione e a seconda che questa sia flessibile o possa essere considerata indeformabile. Per quanto riguarda le condizioni di posa, la NORMA UNI 7517/76 sulla "Guida per la scelta della classe dei tubi per con-

dotte di amianto–cemento sottoposte a carichi esterni e funzionanti con o senza pressione interna", alla quale si è già fatto nel paragrafo 4.9.1, distingue 4 condizioni di posa, schematicamente rappresentate nella figura 4.46, e prende inoltre in esame i casi di tubazioni poste nello stesso scavo, alla stessa quota o a quote diverse. Le quattro condizioni di posa sono le seguenti:

1) posa in trincea stretta;
2) posa in trincea larga;
3) posa con rinterro indefinito;
4) posa in trincea stretta con rinterro indefinito.

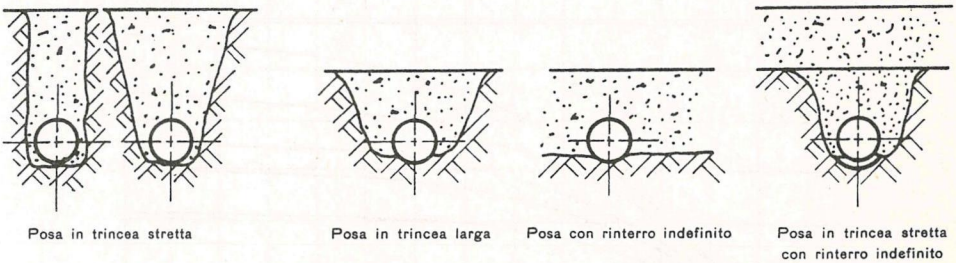


Fig. 4.46 Condizioni di posa dei tubi previste dalla NORMA UNI 7517/76.

La condizione di posa in trincea stretta si ha quando è verificata una delle due seguenti relazioni:

$$H \geq 1,5\,B \qquad per \quad B \leq 2\,D \tag{4.25}$$

$$H \geq 3,5\,B \qquad per \quad 2\,D < B < 3\,D \tag{4.26}$$

dove D è il diametro esterno della tubazione, B la larghezza della trincea di scavo in corrispondenza della generatrice superiore del tubo e H l'altezza del ricoprimento sopra tale generatrice.

Nel caso di posa in trincea stretta, occorre distinguere i tubi deformabili da quelli rigidi; i primi si deformano più del terreno circostante e ciò si verifica quando è soddisfatta la :

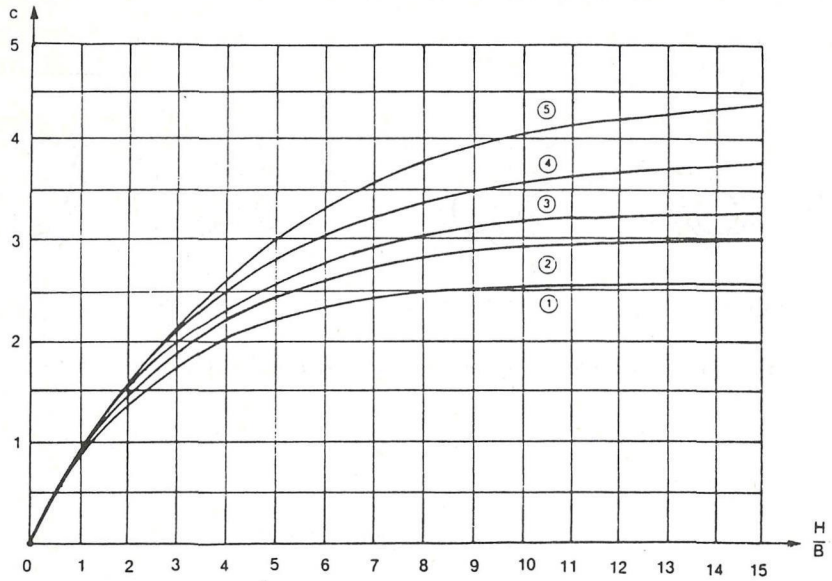
$$n = \frac{E_s}{E_t}\left(\frac{R}{s}\right)^3 \geq 1 \tag{4.27}$$

essendo E_s e E_t i moduli di elasticità normale rispettivamente del terreno di posa e del tubo, s lo spessore e R il raggio mediano del tubo ($R = R_i + s/2$). Se invece il coefficiente n definito dalla (4.27) risulta minore di 1, il tubo è da considerare indeformabile.

Per i tubi deformabili posati in trincea stretta, il terreno di ricoprimento esercita, per unità di lunghezza del tubo, un'azione verticale P_v che, secondo Marston, è data dalla:

$$P_v = c\gamma_t D B \tag{4.28}$$

nella quale D e B hanno il significato visto in precedenza, γ_t è il peso specifico del terreno di rinterro e c un coefficiente che è funzione del rapporto H/B e del tipo di terreno di posa (materiale granulare privo di coesione, sabbia e ghiaia, terreno vegetale saturo, argilla ordinaria, argilla satura); nella figura 4.47 è rappresentato l'andamento di c in funzione di H/B per i suddetti tipi di terreno.



1—terreno granulare (senza coesione); 2—sabbia e ghiaia; 3—terreno agrario saturo; 4—argilla ordinaria; 5—argilla satura.

Fig. 4.47 Coefficiente di Marston in funzione di H/B.

Per i tubi rigidi ($n < 1$) in trincea stretta, l'azione P_v del terreno di ricoprimento, sempre per unità di lunghezza di tubazione, è invece data dalla:

$$P_v = c\gamma_t B^2 \tag{4.29}$$

La NORMA UNI 7517/76 fornisce il valore del coefficiente c in funzione del rapporto H/B e dell'angolo di attrito interno del terreno di posa, considerato variabile tra 12° e 37°. I suddetti valori di c risultano molto prossimi a quelli che si ottengono dai grafici della figura 4.48, che possono perciò essere utilizzati sia per i tubi deformabili che per quelli rigidi. Per le altre condizioni di posa viste in precedenza non esiste differenza di comportamento tra i tubi rigidi e quelli deformabili.

Per posa in trincea larga e per posa con rinterro indefinito, l'azione verticale P_v del terreno di ricoprimento è data dalla:

$$P_v = c\,\gamma_t\,D^2 \tag{4.30}$$

Si fa presente che si intende il tubo posato in trincea larga quando non è verificata né la condizione (4.25) né la condizione (4.26), mentre si intende il tubo posato con rinterro indefinito quando esso è posato sul terreno naturale o in uno scavo di profondità minima ed è ricoperto da un rinterro riportato sopra il terreno naturale (figura 4.46).

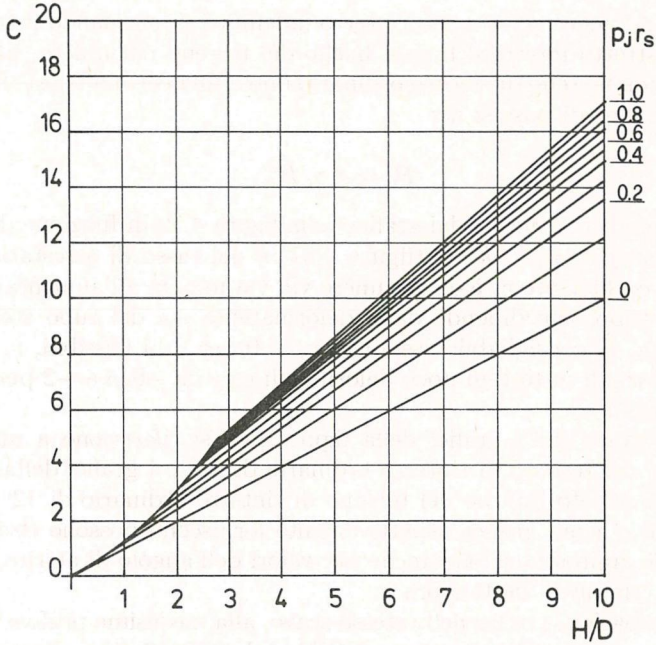


Fig. 4.48 Valori del coefficiente c per posa in trincea larga e per posa con rinterro indefinito.

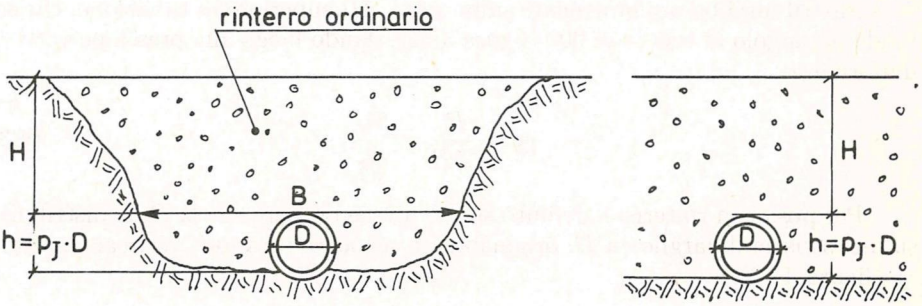


Fig. 4.49 Grandezze relative a posa in tricea larga e a posa con rinterro indefinito.

In tali condizioni è valida la (4.30) con il coefficiente c ricavabile dai grafici di figura 4.48 in funzione di H/D e del parametro $p_j\, r_s$, dove p_j è il rapporto di proiezione dato da $p_j = h/D$, che dipende dall'angolo di appoggio (figura 4.49) e r_s il tasso di assestamento, da assumere pari a 1 per qualsiasi terreno nella posa in trincea larga, mentre nel caso di rinterro indefinito r_s varia a seconda del terreno di posa:
$r_s = 1$ per roccia o terreno stabilizzato
$r_s = 0,8 - 0,5$ per terreni ordinari
$r_s = 0,5 - 0$ per terreni friabili

La posa in trincea stretta con rinterro indefinito si ha quando il tubo è posto in uno scavo stretto interrato fino al livello del terreno naturale e tale terreno è poi ricoperto con terreno di riporto ordinario fino a una certa altezza (figura 4.46). Per tale condizione di posa si ha:

$$P_v = c'\, \gamma_t\, B^2 \tag{4.31}$$

dove il coefficiente c' si ricava dai grafici della figura 4.50 in funzione del rapporto H/B, del parametro $p'_j = h'/B$ (figura 4.51) e del tasso di assestamento r_s; in questo caso il coefficiente r_s è da assumere via via minore all'aumentare dell'assestamento del tubo, che dipende dalla deformabilità sia del tubo stesso che del terreno di posa. È consigliabile assumere $r_s = 0$ per tubi flessibili, r_s da $-0,1$ a $-0,5$ per tubi rigidi in terreni poco deformabili e r_s da $-0,5$ a -2 per tubi rigidi in terreni cedevoli.

È da osservare che i grafici della figura 4.48 si riferiscono a un angolo di attrito interno del terreno di rinterro ordinario di 31° e i grafici della figura 4.50 a un angolo di attrito interno del terreno di rinterro ordinario di 12°; tuttavia i valori di c e di c' che i grafici rispettivamente forniscono possono ritenersi validi con accettabile approssimazione anche per valori dell'angolo di attrito interno del terreno diversi da quelli detti sopra.

Per due tubazioni posate nello stesso scavo, alla medesima profondità o a profondità diverse, si rimanda alla citata NORMA UNI 7517/76 e alle pubblicazioni specifiche sull'argomento.

Una volta calcolata l'azione verticale P_v, occorre determinare come essa si distribuisce sulla tubazione. Secondo De Saedeleer, per posa in trincea stretta la P_v si distribuirebbe unifomemente sulla corda $\bar{AB}$ superiore di tubazione, che sottende un angolo al centro di 90° (figura 4.52), dando luogo alla pressione verticale uniforme p_v:

$$p_v = \frac{P_v}{\bar{AB}} = \frac{P_v}{\frac{D}{\sqrt{2}}} \tag{4.32}$$

Per posa con rinterro indefinito si può invece ritenere che la P_v si distribuisca su una striscia di larghezza D, originando la seguente pressione verticale uniforme p_v (figura 4.53):

$$p_v = \frac{P_v}{D} \tag{4.33}$$

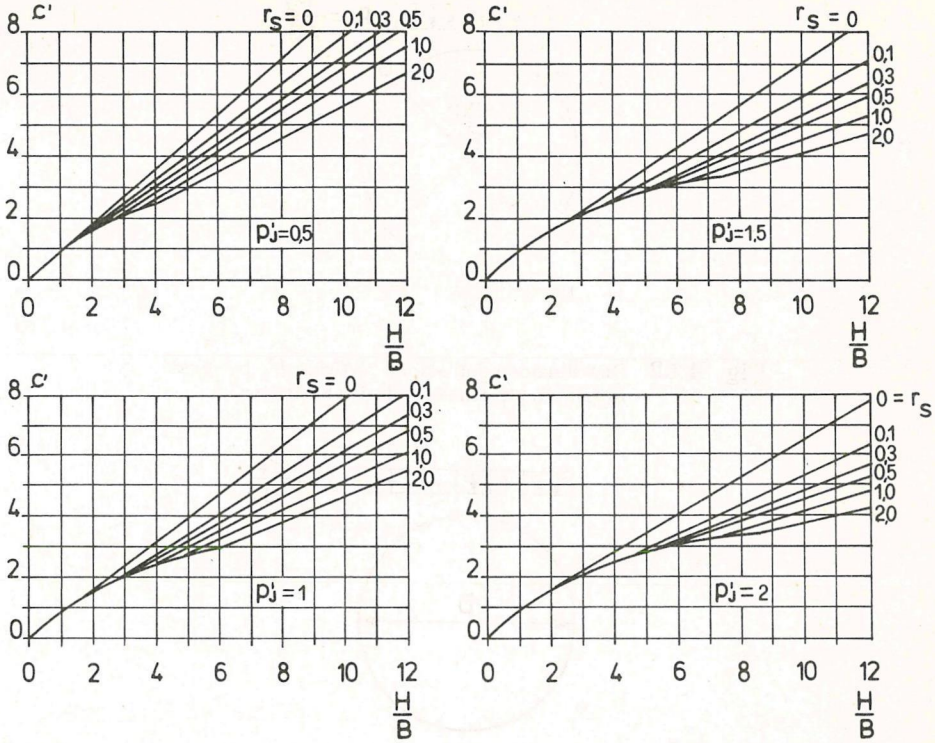


Fig. 4.50 Coefficiente c' in funzione di H/B e di r_s per vari valori di p_j.

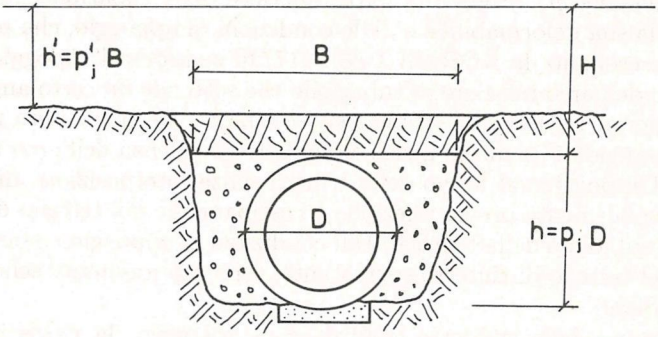


Fig. 4.51 Coefficiente p'_j per posa in trincea stretta con rinterro indefinito.

Per posa in trincea larga e in trincea stretta con rinterro indefinito si hanno condizioni intermedie tra le due considerate sopra e si può assumere un valore di p_v intermedio tra quelli dati dalla (4.32) e dalla (4.33), ritenendo che la P_v si ripartisca su una striscia di ampiezza compresa tra D e $D/\sqrt{2}$.

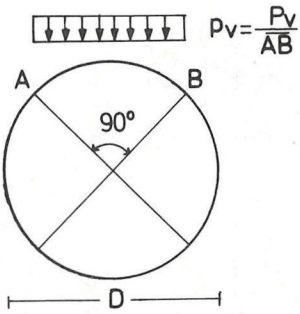


Fig. 4.52 Distribuzione dell'azione verticale P_v per posa in trincea stretta secondo De Saedeleer.

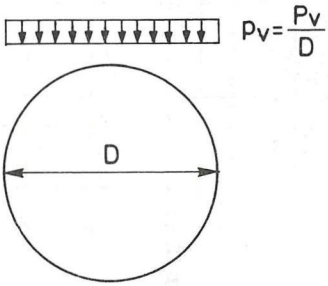


Fig. 4.53 Distribuzione dell'azione verticale P_v per posa con rinterro indefinito secondo De Saedeleer.

Alla pressione p_v reagisce la parte inferiore della tubazione, in maniera che dipende dalla sua deformabilità e dalle condizioni di appoggio, che possono essere diverse. Per esempio, la NORMA UNI 7517/76 considera l'appoggio continuo su calcestruzzo dell'arco inferiore di tubazione che sottende un certo angolo al centro α; l'appoggio su un letto di sabbia ben costipata, che può essere realizzato anche approfondendo il piano di posa solo in corrispondenza dell'arco inferiore della tubazione; l'appoggio sul fondo della trincea senza interposizione di letto di sabbia, ma semplicemente previa selezione e costipamento del terreno di rinterro che viene posto sul fondo della trincea. Tali condizioni di appoggio, assieme alle caratteristiche del terreno di rinterro sovrastante, sono rappresentate schematicamente nella figura 4.54.

Per ognuna delle suddette condizioni di appoggio, la parte inferiore della tubazione reagisce alla pressione verticale p_v in maniera diversa, in dipendenza dell'angolo di appoggio α, del grado di costipamento del terreno di rinterro e del tipo di posa (in trincea stretta, in trincea larga ecc.).

Per le tubazioni rigide si può ritenere, in via sufficientemente approssimata, che l'arco inferiore di tubazione reagente sia quello sotteso dall'angolo al centro α conseguente alle condizioni di posa e che la pressione di appoggio p'_v sia uniformemente distribuita sulla corda $\overline{CD}$ sottesa da tale arco. Prescindendo per ora dagli

effetti del peso proprio della tubazione, da quello dell'acqua in questa contenuta e da eventuali sovraccarichi accidentali, che saranno considerati nel seguito, tale reazione p'_v vale quindi:

$$p'_v = \frac{P_v}{\overline{CD}} \tag{4.34}$$

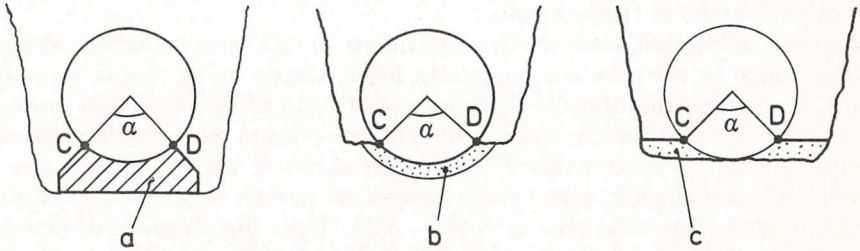


Fig. 4.54 Condizioni di appoggio secondo la NORMA UNI 7517/76: a—appoggio continuo su calcestruzzo; b—appoggio su letto di sabbia ben costipata; c—semplice appoggio sul fondo della trincea.

Per i tubi flessibili si può ritenere valido quanto detto sopra solo nel caso di appoggio su culla continua di calcestruzzo, mentre per le altre condizioni di posa si può supporre, secondo la teoria di De Saedeleer, che l'arco inferiore di tubazione reagente sottenda a un angolo al centro $\alpha = 90°$, per cui risulta:

$$p'_v = \frac{P_v}{\frac{D}{\sqrt{2}}} \tag{4.34'}$$

Per le tubazioni flessibili la (4.34') è quindi valida indipendentemente dalle modalità di realizzazione del letto di posa sul fondo dello scavo.

Per effetto delle pressioni verticali p_v e p'_v, la tubazione tende a ovalizzarsi, con una riduzione del diametro verticale e un allungamento di quello orizzontale, per cui vengono trasmesse delle pressioni orizzontali al terreno di riempimento che si trova nello scavo ai lati della tubazione. Naturalmente, il terreno si oppone al suddetto allungamento, reagendo sui due fianchi della tubazione con una distribuzione di pressioni orizzontali uguali e opposte a quelle a esso trasmesse.

Per un comportamento del tubo e del terreno in campo elastico, la reazione del terreno nel generico punto di contatto può ritenersi proporzionale alla deformazione. La distribuzione di tali reazioni dipende da molti elementi, i più importanti dei quali sono: le azioni verticali che tendono a far allungare in senso orizzontale la tubazione; la deformabilità della tubazione; l'ampiezza della trincea di scavo in rapporto al diametro della tubazione; la deformabilità del terreno laterale di riempimento dello scavo sotto le azioni trasmesse dal tubo, deformabilità che dipende a sua volta da vari fattori, quali il tipo di posa, le caratteristiche del terreno di rinterro – che variano al variare del contenuto di umidità – e, soprattutto, il grado di costipamento del rinterro stesso.

Si comprende da tutto ciò la complessità del problema, che non è facilmente schematizzabile e che si presenta di volta in volta in termini diversi, in dipendenza di elementi di difficile valutazione; risulta tuttavia ben chiaro che il motivo del diverso comportamento delle tubazioni rigide e di quelle flessibili è dovuto alle differenti modalità con cui i due tipi di tubazione richiamano la collaborazione statica del terreno circostante.

Sempre per le tubazioni interrate, analoghi procedimenti vanno seguiti per determinare le sollecitazioni dovute ai sovraccarichi fissi e mobili che agiscono al di sopra del terreno di ricoprimento.

I sovraccarichi fissi, concentrati o distribuiti su una certa superficie, si distribuiscono lungo la verticale con una certa legge, dando luogo, a una certa profondità, a una data distribuzione delle pressioni verticali; per esempio, un carico concentrato P si distribuisce, a una profondità z, secondo una superficie circolare che è la base di un cono avente il vertice nel punto di applicazione di P e semiapertura α che dipende dalle caratteristiche del terreno (figura 4.55) (in prima approssimazione, può assumersi $\alpha = 40° - 45°$). Della distribuzione di pressione agente alla quota della generatrice superiore del tubo, andrà effettivamente a interessare la tubazione quella parte che grava sulla superficie rettangolare di larghezza D, che si ottiene proiettando il tubo sul piano orizzontale contenente la suddetta sua generatrice superiore (figura 4.56).

Analogamente si procede per determinare le sollecitazioni dovute ai carichi distribuiti su una certa superficie S. Si tratta in questo caso di seguire il procedimento indicato per ciascuno dei vertici di detta superficie, per cui, a una certa profondità z, la distribuzione delle pressioni interesserà una superficie S' maggiore. Se, per esempio, la superficie S è rettangolare, di lati a e b, alla quota z le pressioni saranno distribuite su una superficie S' di lati $a + 2\,z\,tg\alpha$ e $b + 2\,z\,tg\alpha$, essendo α l'angolo secondo cui si ha la distribuzione delle pressioni lungo la verticale (come si è detto in precedenza si può assumere $\alpha \cong 45°$). Anche in questo caso andrà poi considerata quella parte di S' che interessa effettivamente la tubazione.

Analoghi procedimenti si applicano per i carichi dinamici, che però vanno moltiplicati per un fattore dinamico φ dato dalle:

$$\varphi = 1 + 0,3/H \qquad (per\ carichi\ stradali) \tag{4.35}$$

$$\varphi = 1 + 0,6/H \qquad (per\ carichi\ ferroviari) \tag{4.36}$$

dove H è il ricoprimento del terreno sopra la superficie superiore del tubo.

In genere, vengono considerati i sovraccarichi mobili dovuti al transito, previsti dalle apposite normative a seconda del tipo di traffico e formati da un convoglio di più assi, verificando l'eventualità che possano sovrapporsi parzialmente le distribuzioni delle pressioni dovute ai vari assi del convoglio. La NORMA UNI 7517/76 fornisce direttamente, in funzione dell'altezza H del rinterro, la pressione verticale p_v agente al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta al transito di un certo numero di convogli tipo.

Una volta calcolata l'azione globale P_s dovuta ai sovraccarichi che interessa un tratto di tubazione di lunghezza unitaria, si può ammettere che essa si distribuisca

sulla tubazione stessa, a seconda delle condizioni di posa, con le stesse modalità già viste per il peso del terreno di rinterro dello scavo.

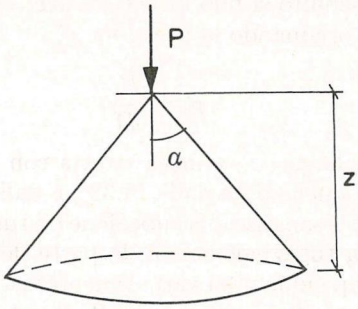


Fig. 4.55 Distribuzione delle pressioni lungo la verticale dovute a un carico concentrato.

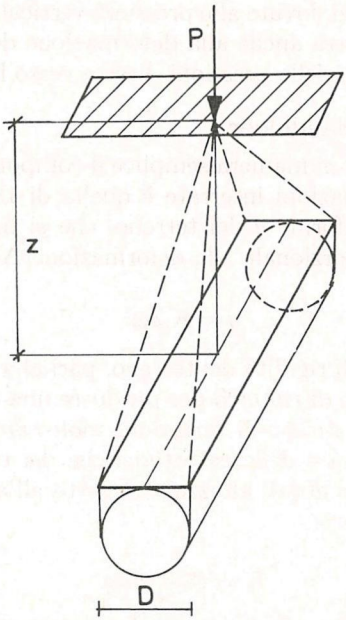


Fig. 4.56 Superficie di una tubazione interessata dalle pressioni dovute a un carico concentrato.

Quindi, per posa in trincea stretta, si può ritenere accettabile l'ipotesi di De Saedeleer secondo cui la P_s si distribuisce uniformemente sulla corda $\overline{AB}$ superiore che sottende un angolo al centro di 90°, dando luogo alla pressione verticale uniforme p'_s:

$$p'_s = \frac{P_s}{\frac{D}{\sqrt{2}}} \tag{4.32'}$$

Per posa su rinterro indefinito si può invece ritenere che P_s si distribuisca su una striscia di larghezza D, originando la pressione p'_s:

$$p'_s = \frac{P_s}{D} \tag{4.33'}$$

Per posa in trincea larga e in trincea stretta con rinterro indefinito si hanno pressioni intermedie tra quelle date dalla (4.32′) e dalla (4.33′).

Anche alle pressioni trasmesse alla tubazione da tutti i sovraccarichi corrispondono delle reazioni sulla tubazione stessa da parte del piano di posa, dirette dal basso verso l'alto, che dipendono dai vari elementi visti a proposito delle pressioni verticali dovute al terreno di ricoprimento. Il complesso di tali diagrammi delle pressioni verticali, agenti sulla parte superiore e su quella inferiore della tubazione, tenderà a dilatare questa in senso orizzontale; a ciò si opporrà ancora il terreno di rinterro laterale, trasmettendo alla tubazione delle pressioni dirette in senso orizzontale, la cui distribuzione dipende dagli stessi fattori visti in precedenza a proposito delle deformazioni dovute alle pressioni verticali originate dal rinterro. Il terreno circostante si opporrà anche alla deformazione della tubazione per effetto della pressione interna, con delle pressioni dirette verso l'interno del tubo.

4.17.2 La teoria di De Saedeleer

Una teoria che schematizza in maniera semplice il comportamento statico estremamente complesso delle tubazioni interrate è quella di De Saedeleer, secondo cui la reazione orizzontale uniforme q del terreno, che si ha per effetto delle azioni trasmesse dal tubo, è proporzionale alla deformazione Δx del terreno stesso:

$$q = K\,\Delta x \tag{4.37}$$

essendo K un coefficiente di rigidità del terreno, pari alla pressione orizzontale che occorre applicare al terreno di rinterro per produrre una deformazione unitaria. Il coefficiente K presenta un campo di variazione molto ampio (da 5 a 120 N/cm^3), in funzione della profondità e delle caratteristiche del terreno. Mediamente per tubi interrati, con ricoprimento di altezza z rispetto all'asse del tubo variabile da 1 a 5 m circa, si può ritenere:

$$K = (5 \div 25)z \tag{4.38}$$

con z espresso in m e K in N/cm^3. I valori più elevati del coefficiente moltiplicativo di z si potranno assumere solo per rinterri molto ben costipati; tuttavia, anche in questo caso, per tener conto della diminuzione di tale coefficiente nel tempo, è conveniente, cautelativamente, attenersi a valori sensibilmente minori di 25.

Sotto l'azione di una pressione p verticale uniformemente distribuita lungo la corda superiore che sottende un angolo al centro di 90°, si suppone che la reazione del terreno, diretta verso l'alto, si manifesti in modo uniformemente distribuita lungo la corda inferiore che sottende lo stesso angolo al centro; il tubo di raggio

R, se nulla si oppone alla sua deformazione, subisce un accorciamento Δy secondo la verticale, dato dalla (figura 4.57):

$$\Delta y = \frac{0,157\, p\, R^4}{E\, J} \tag{4.39}$$

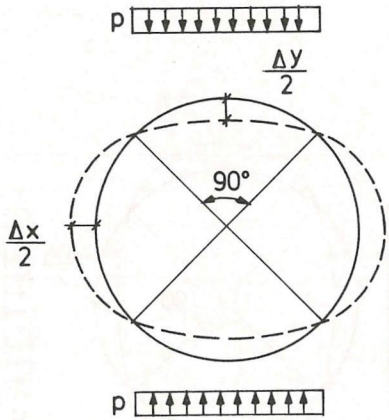


Fig. 4.57 Deformazione di una tubazione dovuta a una pressione p verticale uniformemente distribuita sulle corde orizzontali che sottendono un angolo al centro di 90°.

Per l'applicazione della (4.39) ci si riferisce a un tratto di tubazione di lunghezza unitaria, che si assume pari a 1 cm, per cui si ha:
E = modulo di elasticità normale del materiale del tubo in N/cm^2;
Δy = accorciamento secondo la verticale in cm;
p = pressione agente sulle corde superiore e inferiore (in precedenza definite) di un tronco di tubazione lungo 1 cm, in N/cm;
J = momento di inerzia (in cm^4) di un tratto di parete di tubazione lungo 1 cm ($J = s^3/12$, con s spessore del tubo in cm);
R = raggio del tubo in cm.

La stessa pressione p produce un allungamento Δx, secondo il diametro orizzontale, dato dalla:

$$\Delta x = \frac{0,146\, p\, R^4}{E\, J} \tag{4.40}$$

Si ipotizza che per effetto della pressione p verticale e della conseguente reazione del terreno, uniformemente distribuite lungo la corda superiore e quella inferiore che sottendono un angolo al centro di 90°, la reazione orizzontale q del terreno ai due lati della tubazione sia uniformemente distribuita lungo le corde verticali che sottendono un angolo al centro pari anche in questo caso a 90° (figura 4.58).

Ovviamente, per effetto di tali pressioni orizzontali, si avrà un accorciamento secondo la direzione orizzontale espresso dalla (4.39) e un allungamento secondo

la verticale espresso dalla (4.40) (naturalmente nelle due formule suddette va introdotto in questo caso q al posto di p). Dalla (4.39) si deduce che la deformazione di 1 cm è provocata dalla seguente pressione a, agente nella direzione della deformazione:

$$a = \frac{p}{\Delta y} = \frac{E\,J}{0,157\,R^4} \tag{4.41}$$

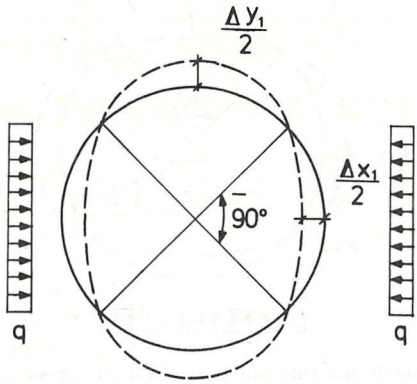


Fig. 4.58 Deformazione di una tubazione dovuta a una pressione q orizzontale uniformemente distribuita sulle corde verticali che sottendono un angolo al centro di 90°.

Il coefficiente a rappresenta la rigidezza di un tratto di tubo lungo 1 cm, in N/cm^2.

Per un tubo interrato, per effetto della deformazione secondo la direzione orizzontale dovuta alla pressione p verticale, sorge una reazione orizzontale del terreno di intensità q, che riduce tale deformazione. Detto Δx_1 l'accorciamento dovuto alla reazione q del terreno, l'allungamento complessivo Δx_2 in senso orizzontale, risultante degli effetti della pressione verticale p e della reazione orizzontale q risulta (figura 4.59):

$$\Delta x_2 = \Delta x - \Delta x_1 \tag{4.42}$$

Per la (4.37) deve essere:

$$q = K\frac{\Delta x_2}{2} \tag{4.43}$$

In questa formula q rappresenta la reazione orizzontale del terreno per unità di lunghezza di tubo, per cui è espressa in N/cm (come del resto p); quindi K è in questo caso il coefficiente di rigidità del terreno per 1 cm di lunghezza di tubo ed è espresso in N/cm^2

Dalla (4.41) si ricava inoltre (introducendo q al posto di p e Δx_1 al posto di Δy):

$$q = a\,\Delta x_1 = \frac{E\,J}{0,157\,R^4}\Delta x_1 \tag{4.44}$$

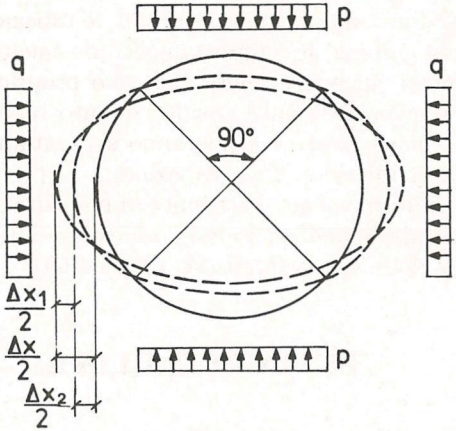


Fig. 4.59 Deformazione di una tubazione dovuta a una pressione p verticale uniformemente distribuita sulle corde orizzontali che sottendono un angolo al centro di 90° e alle conseguenti reazioni orizzontali q del terreno laterale.

Dalla (4.44), avendo presente la (4.42), si ottiene:

$$q = \frac{E\,J}{0,157\,R^4}(\Delta x - \Delta x_2) \tag{4.45}$$

Sostituendo a Δx e a Δx_2 le espressioni (4.40) e (4.43) si deduce:

$$q = \frac{E\,J}{0,157\,R^4}\left[\frac{0,146\,p\,R^4}{E\,J} - \frac{2\,q}{K}\right] \tag{4.46}$$

Da cui:

$$q = \frac{0,146}{0,157}\,p\,\frac{1}{1 + \dfrac{2\,E\,J}{0,157\,K\,R^4}} \tag{4.47}$$

Ossia anche:

$$q = \frac{p}{1,07 + 13,70\,\dfrac{E\,J}{K\,R^4}} \tag{4.48}$$

La (4.48) consente di fare una classificazione del comportamento delle tubazioni in base alla loro flessibilità. Le tubazioni per le quali il parametro $E\,J/K\,R^4$ assume valori molto elevati, trasmettono lateralmente al terreno pressioni orizzontali q trascurabili rispetto a p e si comportano quindi come rigide (già per $E\,J/K\,R^4 = 1$,

risulta q pari solo al $6,7\%$ di p); le tubazioni cementizie si comportano in genere nel modo descritto.

Le tubazioni per le quali, invece, la grandezza $E\,J/K\,R^4$ presenta valori estremamente piccoli si comportano come flessibili e per esse $q \cong 0,93\,p$; tale comportamento è quello, in genere, delle tubazioni di materiale plastico.

Accanto a questi due comportamenti estremi, le tubazioni possono presentare, ovviamente, tutta una gamma di comportamenti intermedi.

Volendo considerare anche gli effetti del peso proprio della tubazione e del peso del liquido in questa contenuto, risulta quanto segue. Il peso proprio P_p del tubo lo si può schematizzare considerando separatamente i pesi $P_p/2$ della metà superiore e metà inferiore della tubazione. Il peso della metà superiore equivale a un carico uniformemente distribuito di intensità $p_p = P_p/2\,D$; [8] il peso della metà inferiore equivale analogamente a un carico uniformemente distribuito, diretto verso il basso, della stessa intensità (figura 4.60).

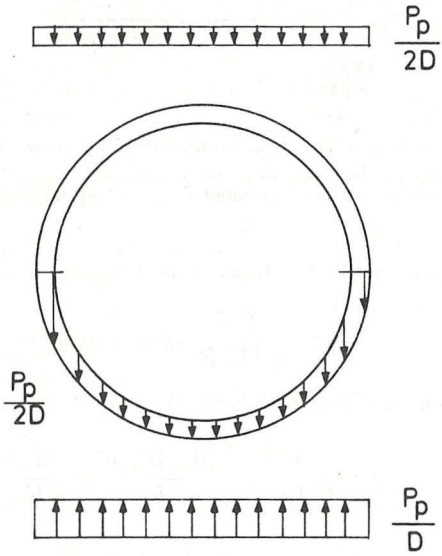


Fig. 4.60 Schematizzazione degli effetti del peso proprio di una tubazione.

Supponendo, per semplicità, che il terreno di posa reagisca lungo tutta la semicirconferenza inferiore ai suddetti carichi distribuiti $p_p = P_p/2\,D$, la reazione avrà un'intensità $p = P_p/D$ (figura 4.60), per cui la metà inferiore della tubazione sarà soggetta nel complesso a un carico distribuito $p_p = P_p/2\,D$ diretto dal basso verso l'alto. In definitiva, quindi, l'effetto del peso proprio della tubazione equivale a un carico uniformemente distribuito, di intensità $p_p = P_p/2\,D$ diretto dall'alto verso il basso agente sulla metà superiore del tubo e a un carico distribuito di

[8] Anche in questo caso le forze agenti e tutte le altre grandezze che entrano in gioco sono relative a un tronco di tubazione lungo 1 cm.

uguale intensità, diretto dal basso verso l'alto, dovuto alla reazione del terreno di posa, agente sulla metà inferiore della tubazione (figura 4.60).

Per effetto di tale sollecitazione si ha un accorciamento Δx_p del diametro verticale e un allungamento del diametro orizzontale di pari entità:

$$\Delta x_p = \frac{0,166\, p_p\, R^4}{E\, J} \tag{4.49}$$

In effetti, considerando che la tubazione trasmette il carico al terreno attraverso un certo arco inferiore, di ampiezza minore rispetto alla mezza circonferenza, il Δx_p sarebbe leggermente inferiore.

Se si ammette che la reazione orizzontale del terreno sia distribuita sull'intero sviluppo verticale della tubazione, di lunghezza pari a D, dalla (4.49) si deduce che la deformazione del terreno di 1 cm è provocata da una pressione a', agente nella direzione della deformazione, data dalla:

$$a' = \frac{p_p}{\Delta x_p} = \frac{E\, J}{0,166\, R^4} \tag{4.50}$$

Si passa ora a considerare l'effetto del peso del liquido contenuto nella tubazione, precisando innanzi tutto che, se si tiene conto di tale effetto, è necessario calcolare la pressione di esercizio p_E con riferimento al punto più alto della tubazione e non al baricentro della stessa. Si dimostra che le componenti verticali delle sollecitazioni dovute al liquido contenuto nel tubo e delle reazioni del terreno di posa sulla tubazione a esse conseguenti danno luogo a una variazione di lunghezza del diametro orizzontale della tubazione stessa che è trascurabile rispetto a quella che si ha per effetto delle componenti orizzontali delle stesse sollecitazioni.

Il liquido esercita sulle due metà della tubazione, suddivise dal piano di simmetria verticale, delle pressioni unitarie di andamento triangolare, con valore nullo in sommità e pari a $\gamma\, D$ sul fondo. Le sollecitazioni e le deformazioni della tubazione prodotte dai suddetti diagrammi delle pressioni unitarie differiscono in misura molto lieve da quelle dovute a diagrammi delle pressioni unitarie rettangolari, di intensità $\bar{p}$ pari a quella media dei diagrammi triangolari ($\bar{p} = 1/2\, \gamma\, D$) (figura 4.61).

Per effetto di tali pressioni orizzontali si ha un allungamento $\Delta x_{\bar{p}}$ del diametro orizzontale, che è uguale all'accorciamento del diametro verticale, dato dalla:

$$\Delta x_{\bar{p}} = \frac{0,166\, \bar{p}\, R^4}{E\, J} \tag{4.51}$$

Per effetto degli allungamenti del diametro orizzontale dovuti al peso proprio del tubo e al liquido in questo contenuto, allungamenti dati rispettivamente dalla (4.49) e dalla (4.51), si verificano delle reazioni orizzontali uniformemente distribuite del terreno laterale di rinterro, le cui intensità possono essere dedotte con metodologia identica a quella illustrata per ricavare l'intensità q delle reazioni laterali che nascevano a seguito dell'allungamento del diametro orizzontale per effetto delle pressioni verticali dovute al terreno di rinterro.

Se si ammette in questo caso che la reazione orizzontale del terreno sia distribuita sull'intero sviluppo della verticale, di lunghezza pari a D, dalla (4.51) si

deduce che la deformazione di 1 cm è provocata da una pressione $a' = \bar{p}/\Delta x_{\bar{p}}$, agente nella direzione della deformazione, il cui valore risulta uguale a quello fornito dalla (4.50) ($a' = E\,J/0,166\,R^4$).

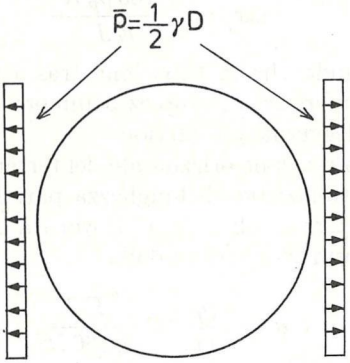


Fig. 4.61 Schematizzazione degli effetti dovuti al liquido contenuto in una tubazione.

L'intensità $q_{\bar{p}}$ della reazione orizzontale dovuta all'effetto del liquido contenuto nel tubo si ricava quindi mediante le (4.42), (4.43) e (4.44), sostituendo nella (4.42) a Δx, dato dalla (4.40), il $\Delta x_{\bar{p}}$ espresso dalla (4.51) e al coefficiente a, dato dalla (4.41), il coefficiente a' dato dalla (4.50):

$$q_{\bar{p}} = \frac{\bar{p}}{1 + 12,05\,\dfrac{E\,J}{K\,R^4}} \tag{4.52}$$

In definitiva l'effetto globale del liquido contenuto all'interno del tubo si riduce a una distribuzione uniforme di pressioni sulle proiezioni del diametro sulla verticale, dirette dall'interno del tubo contro il terreno di rinfianco, di intensità pari a $\bar{p} - q_{\bar{p}}$:

$$\bar{p} - q_{\bar{p}} = \bar{p}\left(1 - \frac{1}{1 + 12,05\,\dfrac{E\,J}{K\,R^4}}\right) \tag{4.53}$$

In modo analogo si deduce che l'intensità q_p della reazione orizzontale dovuta al peso proprio della tubazione è espressa dalla (4.52), sostituendo a $\bar{p}$ la pressione $p = P_p/2\,D$:

$$q_p = \frac{p_p}{1 + 12,05\,\dfrac{E\,J}{K\,R^4}} \tag{4.54}$$

La teoria di De Saedeleer è estensibile abbastanza agevolmente ai casi in cui si ipotizzi che le pressioni verticali e le reazioni orizzontali del terreno siano distribuite

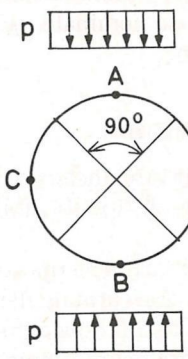
su corde di ampiezza diversa da quelle supposte in precedenza; si tratta infatti di determinare le deformazioni conseguenti alla nuova distribuzione delle pressioni.

Una volta trovate tutte le sollecitazioni dovute alle forze esterne in precedenza esaminate e a eventuali altre, dovranno essere determinate, con i consueti metodi della Scienza delle costruzioni, le caratteristiche di sollecitazione M, T, N in tutte le sezioni della tubazione, e in particolare in chiave, nella sezione più bassa di appoggio (sezioni verticali estreme) e nelle due sezioni orizzontali mediane, che sono quelle in condizioni più critiche.

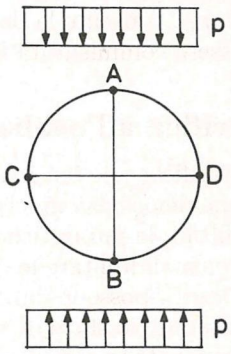
In maniera analoga si procede nel caso in cui la condotta sia posata su sellette d'appoggio, all'aperto o in galleria; in questi casi le azioni esterne sono naturalmente diverse e a esse corrispondono delle reazioni da parte degli appoggi, per cui si avranno anche delle sollecitazioni M, N e T in senso longitudinale. Le caratteristiche di sollecitazione risultano perciò variabili nelle successive sezioni trasversali.

Nella tabella 4.30 sono riportati i valori del momento flettente M nelle sezioni verticali e orizzontali estreme, per carichi verticali distribuiti di intensità p agenti sull'intero diametro della tubazione e sulle corde che sottendono un angolo al centro di 90°; i momenti sono considerati positivi quando tendono le fibre interne. Tutte le sollecitazioni in precedenza considerate possono essere ricondotte alle due sopra considerate.

Tab. 4.30 Momenti dovuti ai carichi considerati nelle sottostanti figure



$M_A = M_B = 0{,}238\, p\, r^2$
$M_C = M_D = -\,0{,}218\, p\, r^2$



$M_A = M_B = 0{,}250\, p\, r^2$
$M_C = M_D = -\,0{,}250\, p\, r^2$

I carichi esterni permanenti e i sovraccarichi, oltre a dar luogo ai momenti ovalizzanti visti in precedenza, generano nella tubazione una sollecitazione circonferenziale σ_c di compressione, espressa dalla:

$$\sigma_c = -\frac{P_v + P_s}{2\, s} \tag{4.55}$$

in cui P_v e P_s sono rispettivamente il peso del terreno di rinterro e quello dei

sovraccarichi (statici o dinamici) che insistono sulla tubazione per unità di lunghezza.

4.18 Verifica alle massime tensioni ammissibili

Le verifiche di sicurezza vanno effettuate per le varie condizioni di carico possibili, che si hanno nelle seguenti tre situazioni:
– tubazione vuota;
– tubazione piena non in pressione (condizione che si verifica durante le fasi di riempimento e di vuotamento);
– tubazione piena con la pressione p_E di esercizio, così come definita nel paragrafo 4.2.

Di queste tre situazioni la più critica è sempre la terza, anche se la pressione di esercizio è molto limitata. Infatti, rispetto alle prime due situazioni, nella terza situazione la massima tensione di trazione nel materiale risulta sempre notevolmente maggiore, mentre è un po' minore la tensione di compressione; ma ciò ha poca importanza in quanto con la verifica alla depressione interna (paragrafo 4.20), che è sempre consigliabile effettuare, si trovano compressioni molto più elevate rispetto a quelle delle prime due situazioni sopra indicate. Non resta perciò che da effettuare la verifica alla terza situazione, che può essere condotta in base a quanto previsto dal D.M. 12.12.85.

Andrà quindi determinato lo sforzo σ di trazione massimo, che si avrà in un determinato punto; da tale sforzo sarà quindi possibile risalire alla pressione complementare p_0, dovuta a tutte le azioni esterne, che, sommata alla pressione di esercizio p_E, consente la determinazione della pressione nominale p_N, in base a cui deve essere commisurata la resistenza della tubazione.

4.19 Verifica all'ovalizzazione della tubazione

Oltre alle verifiche alle tensioni ammissibili, occorre effettuare anche quelle relative alle massime deformazioni, che per le tubazioni interrate di tipo flessibile possono a volte risultare le più critiche.

L'esigenza di limitare le deformazioni scaturisce dal fatto che queste, se superano certi limiti, possono dar luogo a una riduzione non trascurabile della portata liquida e alterano lo stato di sollecitazione, col manifestarsi di tensioni superiori a quelle determinate in campo elastico nell'ipotesi di validità del principio di sovrapposizione degli effetti; elevate deformazioni possono inoltre danneggiare qualche tipo di rivestimento di cui sono dotate alcune tubazioni (per esempio i rivestimenti in malta cementizia e in vernici rigide). La verifica all'ovalizzazione non pone ovviamente alcun problema per le tubazioni che si comportano come rigide.

In genere l'accorciamento del diametro verticale e l'allungamento del diametro orizzontale differiscono molto poco tra loro, per cui per la verifica è sufficiente controllare il valore di quest'ultimo. La condizione più critica si ha per tubazione vuota, in quanto l'effetto globale del liquido contenuto nel tubo si traduce in pressioni laterali dirette dall'interno verso l'esterno, di intensità $\bar{p} - q_{\bar{p}}$ data dalla (4.53), che tendono a ridurre l'ovalizzazione della tubazione.

Per effetto di una pressione verticale p uniformemente distribuita sulle corde

superiori e inferiori della tubazione che sottendono un angolo al centro di 90°, si ha una reazione orizzontale q del terreno di rinterro, distribuita sulle corde verticali della tubazione che sottendono ancora un angolo di 90°, il cui valore è dato dalla (4.48) (la pressione verticale è la somma di quella dovuta al peso del rinterro e di quella generata dai sovraccarichi: $p = p_v + p'_s$).

Analogamente il valore delle pressioni orizzontali q_p del terreno di rinterro, dovute al peso proprio della tubazione e distribuite in questo caso uniformemente lungo gli interi sviluppi verticali D, è dato dalla (4.54).

In definitiva, sovrapponendo le due sollecitazioni considerate, date dalla (4.48) e dalla (4.54) e tenendo presente la (4.37), si ricava l'allungamento complessivo Δx_2 del diametro orizzontale:

$$\Delta x_2 = \frac{1}{K}\left[\frac{p_v + p'_s}{1,07 + 13,70\,\frac{E\,J}{K\,R^4}} + \frac{p_p}{1 + 12,05\,\frac{E\,J}{K\,R^4}}\right] \tag{4.56}$$

Seguendo il fenomeno nel tempo, si osserva che il terreno laterale, una volta sollecitato, continua ad assestarsi, con un aumento di Δx_2. Gli assestamenti maggiori si hanno per le compattazioni più spinte; per normali compattazioni gli aumenti di Δx_2 sono in media dell'ordine del 30−50%. Per i materiali plastici, inoltre, Δx_2 aumenta anche per effetto della diminuzione nel tempo del modulo elastico E; come si è visto in precedenti paragrafi, il fattore di riduzione è mediamente pari a 2,5 per le tubazioni di PVC e di PVRF, mentre varia tra 4 e 8 per quelle di PEAD.

È da notare però che nel tempo aumentano solo i contributi al Δx_2 complessivo dovuti ai pesi dei carichi permanenti, mentre resta pressoché immutato il contributo dovuto al sovraccarico, che insiste occasionalmente. Data la complessità del problema e le incertezze sul calcolo delle deformazioni a lungo termine, è conveniente apporre un limite al valore della deformazione Δx_2 a breve termine; volendo limitare invece il valore di Δx_2 a lungo termine (per esempio, dopo 50 anni) si può ancora ritenere valida la (4.56), introducendo però per il coefficiente K di rigidità del terreno e per il modulo di elasticità delle tubazioni i rispettivi valori a lungo termine.

Si fa presente che la massima deformazione orizzontale Δx_2 viene molto spesso determinata mediante la formula di Spangler, che si basa sull'ipotesi che i carichi verticali permanenti e i sovraccarichi diano luogo a pressioni verticali in sommità e alla base del tubo uniformemente distribuite sull'intero diametro orizzontale e a pressioni orizzontali agenti con andamento parabolico sulle corde verticali che sottendono angoli al centro di 100°:

$$\Delta x_2 = \frac{K_s\,(f_r\,P_v + P_s)}{\frac{E\,J}{R^3} + 0,061E'} \tag{4.57}$$

in cui:
P_v = carico verticale permanente agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
P_s = sovraccarico agente sulla tubazione per unità di lunghezza;
K_s = coefficiente di appoggio, dipendente dalle condizioni di posa del tubo;
f_r = fattore di ritardo d'inflessione, che tiene conto dell'assestamento del terreno nel tempo;

R = raggio medio del tubo $[R = (D_i + s)/2]$;
E' = modulo di reazione orizzontale del terreno.

Il coefficiente f_r, come si è detto in precedenza, varia in funzione soprattutto del grado di costipamento del terreno di riempimento; con elevati costipamenti si hanno valori più bassi del Δx_2 iniziale, perché risultano più elevati i valori di E', ma f_r assume valori maggiori. Per gradi di costipamento molto bassi si può assumere $f_r = 1{,}10-1{,}20$, per costipamenti medi $f_r = 1{,}30-1{,}50$, mentre per costipamenti molto elevati f_r può raggiungere valori anche pari a 2.

Il coefficiente d'appoggio K_s varia da 0,085 a 0,110 al variare del tipo di posa e più precisamente aumenta al diminuire dell'angolo φ di appoggio del tubo alla base; si possono precisamente assumere i seguenti valori di K_s:
– assenza di letto di posa e materiale di rinterro non compattato: $\varphi = 30° - K_s = 0{,}110$;
– assenza del letto di posa e rinterro compattato fino all'asse del tubo: $\varphi = 45° - K_s = 0{,}105$;
– tubo posato su letto non compattato di almeno 0,10 m di spessore e rinterro leggermente compattato fino alla generatrice superiore: $\varphi = 60° - K_s = 0{,}103$;
– tubo posato su letto non compattato di almeno 0,10 m di spessore e rinterro compattato fino alla generatrice superiore: $\varphi = 90° - K_s = 0{,}096$;
– tubo posato su letto compattato di almeno 0,10 m di spessore e rinterro compattato fino alla generatrice superiore: $\varphi = 150° - K_s = 0{,}085$.

I valori medi del modulo E' di reazione orizzontale del terreno sono funzione sia del tipo di terreno nativo che del grado di costipamento del terreno di rinterro; Howard, sulla base di numerose osservazioni sperimentali su tubazioni interrate, ha proposto i valori di E' riportati nella tabella 4.31, la quale è contenuta anche nella NORMA ANSI/AWWA C950 del 1981 per i tubi a pressione in resine termoindurenti rinforzati con fibre di vetro.

Più recentemente, Harteley e Duncan hanno rilevato che in effetti E', a parità delle altre condizioni, cresce all'aumentare dell'altezza del terreno di ricoprimento del tubo, come accade per il coefficiente K di rigidità del terreno (paragrafo 4.17.2).

La (4.57) di Spangler non tiene conto degli effetti dovuti al peso proprio P_p della tubazione e al peso dell'acqua in questa contenuta. In base a quanto detto nel paragrafo 4.17.2, per tener conto di tali effetti – che in genere risultano però trascurabili – basta introdurre nella (4.57), al posto di $f_r P_v$, il termine $f_r (P_v + P_{p/2} + \bar{p} D)$, dove $\bar{p}$ è la pressione media agente sul diametro verticale della tubazione piena ($\bar{p} = 1/2 \gamma D$) e P_p il peso della tubazione per unità di lunghezza.

È da osservare che se si applica la (4.57) per il calcolo della massima deformazione orizzontale Δx_2, la reazione orizzontale q del terreno ai carichi p verticali, la reazione orizzontale $q_{\bar{p}}$ che si ha per effetto del liquido contenuto nel tubo e la reazione orizzontale q_p dovuta al peso proprio del tubo stesso, che occorre conoscere per la verifica alle massime tensioni ammissibili, devono sempre essere determinate rispettivamente mediante le (4.48), (4.52) e (4.54), per cui risulta comunque necessario assegnare un valore al coefficiente K di rigidità del terreno (oltre che al modulo E' di reazione del terreno stesso, che serve per applicare la (4.57)).

Tab. 4.31 Valori medi del modulo di reazione E' del suolo in N/cm^2, in funzione del tipo di suolo e del grado di costipamento del rinterro

Tipo di suolo	Grado di costipamento del terreno di rinterro			
	Scaricato alla rinfusa	Costip. leggera <85% Proctor	Costip. medio 85-95% Proctor	Costip. elev. >95% Proctor
Suoli a grana fine. Suoli con plasticità da media a nessuna: CL, ML-CL, CL-CH, ML-MH, con meno del 25% di particelle a grana grossolana	34	140	280	690
Suoli a grana fine. Suoli con plasticità da media a nessuna: CL,ML,ML-CL,CL-CH, ML-MH, con più del 25% di particelle a grana grossolana. Suoli a grana grossolana che contengono fini. GM, GC, SM, SC, che contengono più del 12% di fini.	69	280	690	1380
Suoli a grana grossolana con pochi fini o nessuno. GW, GP, SW, SP, che contengono meno del 12% di fini	140	690	1380	2070
Roccia frantumata	690	2070	2070	2070

Per i vari materiali le specifiche normative o le raccomandazioni dei produttori dei tubi consigliano di non superare determinati valori iniziali o a lungo termine di Δx_2, che in genere sono compresi tra il 4 e l'8% del diametro esterno D_E. Per le tubazioni metalliche è consigliabile, a lungo termine, un $\Delta x_{2\,max} < 0,08\,D_E$, ma in presenza di rivestimenti interni in malta cementizia o in vernici di tipo rigido deve risultare $\Delta x_{2\,max} < 0,04\,D_E$. Per i tubi di materiale plastico viene in genere assunto un $\Delta x_{2\,max} < 0,08\,D_E$ a lungo temine e un $\Delta x_{2\,max} < 0,05\,D_E$ a breve termine.

Per le tubazioni di vetroresina la NORMA UNI 9032/88 dice che la massima deformazione, da calcolare in base alle caratteristiche a breve termine, deve risultare inferiore a 1/4 della deformazione che provoca danni di qualsiasi tipo alla parete del tubo (quindi anche fessurazioni del liner), la quale deve essere fornita dal produttore (paragrafo 4.15). La NORMA ANSI/AWWA C951/1981 limita la deformazione a lungo termine al 5% di D o a un eventuale valore inferiore stabilito dal fabbricante, ma la deformazione del 5% appare un po' troppo restrittiva.

I produttori di tubi di PVRF forniscono in genere sia i valori della pressione di fessurazione e/o di rottura, sia la deformazione massima ammissibile a breve termine, che risulta in genere funzione del tipo di terreno nativo, mentre varia molto poco (e a volte non varia per nulla) in funzione dell'indice di rigidezza.

Generalmente il Δx_2 a breve termine è compreso tra il 3 e il 5% di D.

4.20 Verifica all'instabilità elastica per depressione interna

Una tubazione soggetta a una pressione esterna p_{es} maggiore della pressione interna p_{in}, e quindi a una depressione $\Delta p = p_{es} - p_{in}$, è soggetta a sforzi di compressione che tendono a instabilizzarla. Secondo la formula di Eulero, la pressione critica p_{cr} è data dalla:

$$p_{cr} = \frac{2\,E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{s}{D}\right)^3 \tag{4.58}$$

con ν coefficiente di Poisson e D diametro medio.

In effetti, poiché il tubo non ha una sezione perfettamente circolare, essendo affetto da una certa ovalizzazione, la pressione critica risulta inferiore a quella espressa dalla (4.58). Secondo Timoshenko, detto $\Delta D/D$ lo scarto massimo percentuale del diametro in seguito all'ovalizzazione, la pressione critica p^*_{cr} è data dalla:

$$p^*_{cr} = \sigma_E \frac{s}{D} + \left(1 + 1,5\,\frac{\Delta D}{s}\right) \frac{p_{cr}}{2} - \\ - \left\{ \left[\sigma_E \frac{s}{D} + \left(1 + 1,5\,\frac{\Delta D}{s}\right) \frac{p_{cr}}{2}\right]^2 - 2\,\sigma_E \frac{s}{D}\, p_{cr} \right\}^{0,5} \tag{4.59}$$

in cui σ_E è la tensione di snervamento del materiale e p_{cr} è la pressione critica in assenza di ovalizzazione.

Per le tubazioni interrate il ΔD da introdurre nella (4.59) assume il valore dovuto alle azioni esterne, che è dato dalla (4.56), dedotta applicando la teoria di de Saedeleer, o dalla (4.57), secondo la formula di Spangler.

La tensione di compressione critica σ_{cr} può essere ricavata dalla formula di Mariotte:

$$\sigma_{cr} = \frac{p^*_{cr}\, D_E}{2\,s} \tag{4.60}$$

Per le tubazioni interrate, ai fini della verifica all'instabilità elastica, occorre tener conto, oltre che della depressione interna Δp, dell'effetto dei carichi esterni. Come si è visto nel paragrafo 4.17.2, il peso P_v del terreno di rinterro e quello P_s dei sovraccarichi generano nella tubazione una sollecitazione circonferenziale σ_c di compressione data dalla (4.55), per cui la verifica all'instabilità elastica può essere così espressa:

$$\frac{\Delta p\, D_E}{2\,s} + \frac{P_V + P_S}{2\,s} \leq \frac{\sigma_{cr}}{\nu_s} \tag{4.61}$$

con σ_{cr} dato dalla (4.60) e con ν_s coefficiente di sicurezza, da assumere pari almeno a 2 nelle verifiche a lungo termine e a 2,5 in quelle a breve termine.

Come si è detto, Δp rappresenta il valore della pressione idrostatica agente dall'esterno verso l'interno e può essere dovuta sia a una depressione interna, che può verificarsi durante i fenomeni di moto vario o durante le fasi di riempimento e vuotamento della tubazione, sia a un'effettiva pressione esterna, che si ha per

esempio nelle tubazioni interrate in presenza di falde idriche e nelle tubazioni posate in acqua, come quelle sottomarine.

Si fa presente che la NORMA ANSI/AWWA C950–81 fornisce per le tubazioni di PVRF la seguente espressione della pressione critica:

$$p_{cr} = \frac{1}{FS}\left(32\, R_w\, B'\, E'\, \frac{E\,J}{D^3}\right)^{1/2} \tag{4.62}$$

con:
FS = fattore di progettazione = 2,5
R_w = fattore di spinta idrostatica; $R_w = 1 - 0,33\,(h_w/h)$, dove h_w e h sono rispettivamente l'altezza del livello idrico (di falda) e l'altezza del rinterro sopra l'estradosso del tubo (risulta $0 \leq h_w \leq h$);
B' = coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale); $B' = \frac{1}{1+4\,e^{-0,213\,h}}$, dove h rappresenta sempre l'altezza (in metri) di ricoprimento sopra la sommità del tubo;
E' = modulo di reazione del terreno, i cui valori sono riportati nella tabella 4.31;
E, J e D hanno il solito significato.

La (4.62) è dimensionalmente omogenea, perciò è valida qualsiasi sia il sistema di unità di misura adoperato.

La citata NORMA ANSI/AWWA fornisce poi direttamente la pressione agente sul tubo che deve risultare inferiore a quella critica:

$$\Delta p + \gamma_a\, h_w + R_w\, \frac{P_s + P_v}{D_E} \leq p_{cr} \tag{4.63}$$

rappresentando i tre addendi del primo membro rispettivamente la depressione interna, la pressione dall'esterno verso l'interno dovuta all'eventuale presenza di falda idrica e la pressione esercitata sul tubo dal peso P_s del rinterro e P_v dei sovraccarichi agenti per unità di lunghezza del tubo stesso. Il coefficiente di sicurezza (a breve termine) è pari ovviamente al fattore di progettazione (FS = 2,5).

La (4.63) è concettualmente identica alla (4.61), con l'unica differenza che viene posto direttamente un limite alla pressione critica, anziché alla tensione critica di compressione; è da osservare però che con la (4.63) si trascura l'effetto dei momenti ovalizzanti.

La NORMA ANSI/AWWA C950/81, alla quale si rimanda, fornisce poi altre apposite formule, valide per le tubazioni di PVRF ed equivalenti a quelle di carattere generale riportate nei precedenti paragrafi.

Esemplificazione numerica

Si abbiano 6 tubazioni, del diametro nominale DN = 600 mm, di materiale diverso (cemento amianto, acciaio, ghisa sferoidale, PVC, PEAD e PRVF con classe di rigidità trasversale pari a 10 000), posate in una trincea di scavo di larghezza B = 1,20 m al livello della generatrice superiore del tubo, con un'altezza di ricoprimento sull'estradosso H = 1,50 m. Nella tabella 4.32 sono riportate le caratteristiche delle suddette tubazioni. Il terreno di ricoprimento ha un peso specifico γ_t = 17 000 N/m^3; è inoltre presente un sovraccarico accidentale p_s = 20 000 N/m^2, che agisce su una striscia di larghezza b = 1,00 m, centrata rispetto alla sezione verticale

del tubo e di lunghezza indefinita. Il coefficiente di rigidità del terreno, tenuto conto della quota di posa delle tubazioni, è $K = 20$ N/cm^3 (pari a 20 N/cm^2 per 1 cm di lunghezza di tubo), mentre il coefficiente E' di reazione del suolo è pari a 1380 N/cm^2 (tabella 4.31 — suoli a grana grossolana con pochi fini e costipamento medio).

Tab. 4.32 Caratteristiche delle tubazioni dell'esemplificazione numerica

Materiali	DN (mm)	D_E (mm)	s (mm)	p_N (Kgf / cm^2)	E (N / cm^2)	(1) J (cm^4)	(2) $\frac{EJ}{KR^4}$	(3) Peso pr. (N / m)
Acciaio	600	610	6,3	41	$2,06 \cdot 10^7$	0,021	0,0257	1128
Ghisa sf.	600	635	9,9	40	$1,05 \cdot 10^7$	0,081	0,0438	1648
PVC 60	600	630	12,4	2,5	$2,94 \cdot 10^5$	0,159	0,00257	330
PEAD	600	630	35,7	6	$8,83 \cdot 10^4$	3,792	0,02148	621
Cem. am.	600	720	60	15	$2,45 \cdot 10^6$	18	1,861	2756
PVRF	600	616	13,1	20	$1,17 \cdot 10^6$	0,187	0,01328	392

(1) $J = \frac{s^3}{12}$ (momento di inerzia della parete del tubo per unità di lunghezza (1 cm))

(2) $R = (D_e - s) / 2$

(3) Il peso del tubo è comprensivo del peso del rivestimento

Le verifiche riportate nel seguito (massime tensioni ammissibili, massime deformazioni, instabilità elastica) saranno effettuate in base alle caratteristiche a breve termine delle tubazioni e del terreno e i valori dei coefficienti di sicurezza dovranno corrispondere a quelli richiesti per tale situazione.

Si determinano ora le azioni che interessano la tubazione per un tratto di lunghezza $L =$ 1,00 m.

Non essendo verificate né la (4.25), né la (4.26), le condizioni di posa sono quelle in trincea larga e quindi l'azione verticale P_v del terreno di ricoprimento va determinata mediante la (4.30) sia per le tubazioni flessibili che per quelle rigide.

Supposto un angolo di appoggio del tubo $\alpha = 90°$, si ha un valore del coefficiente d'appoggio della (4.57) $K_s = 0{,}096$; supposto, inoltre, un valore di $p_j = h/D = 0{,}85$ (figura 4.49) e avendo il coefficiente di assestamento il valore $r_s = 1$(posa in tricea larga), risulta $p_j\, r_s = 0,85$; essendo inoltre $H/D = 2,4$, dai grafici di figura 4.48 si deduce un valore del coefficiente della (4.30) $c = 3,8$, per cui si ricavano per le varie tubazioni i valori dell'azione P_v, dovuta al peso del terreno di ricoprimento, riportati nella tabella 4.33.

Ammesso che il sovraccarico accidentale si distribuisca lungo la verticale secondo un angolo $\alpha = 40°$, alla profondità $H = 1{,}50$ m esso interesserà una striscia di larghezza $b' = (1,00 + 2\,tg\,40°\ 1,50)$ m $= 2{,}68$ m, per cui la pressione p_s si riduce al valore $p'_s = 20\,000/2,68 =$ 7460 N/m^2; si ricavano quindi i valori di $p'_s\, D_E$ riportati in tabella 4.33.

Supposto che l'azione verticale $P_v + p'_s\, D_E$ si distribuisca uniformemente sulla corda $\bar{AB}$ superiore di tubazione, che sottende un angolo al centro di 90° (figura 4.52), nella tabella 4.33 sono riportati i valori della lunghezza l di tale corda e della pressione trasmessa, che è $p = (P_v + p'_s\, D_E)/l$.

Dalla (4.48) si ottengono quindi i valori delle pressioni orizzontali q del terreno, distribuite

sulle corde verticali della tubazione che sottendono un angolo al centro di $90°$, valori riportati nella tabella 4.33. Nella stessa tabella sono poi indicati i valori della pressione verticale $p_p = P_p/2\,D_E$ che si ha per effetto del peso proprio, della pressione idrostatica media $\bar{p} = 1/2\,\gamma\,D$ dovuta al liquido contenuto nelle tubazioni e delle relative pressioni orizzontali q_p e $q_{\bar{p}}$ del terreno, distribuite sull'intero sviluppo della verticale, che si ricavano dalle (4.54) e (4.52) e infine della differenza $\bar{p} - q_{\bar{p}}$.

Tab. 4.33 Azioni agenti sulle tubazioni dell'esemplificazione numerica

Materiali	P_V	$p'_S D_E$	ℓ	1 $(P_V + p_S D_E)/\ell$	2 q	3 p_p	4 q_p	$\bar{p}$	$q_{\bar{p}}$	5 $\bar{p} - \bar{q}_p$
	(N)	(N)	(m)	(N/m²)	(N/m²)	(N/m²)	(N/m²)	(N/m²)	(N/m²)	(N/m²)
Acciaio	24.030	4.550	0,431	62.190	43.371	924,6	706	2.899	2.213	686
Ghisa sf.	26.050	4.740	0,449	64.720	38.753	1.298	850	3.017	1.975	1.042
PVC 60	25.640	4.700	0,445	64.270	58.152	261,9	254	2.968	2.879	89
PEAD	25.640	4.700	0,445	64.270	47.109	492,8	391	2.737	2.174	563
Cem. am.	33.490	5.370	0,509	73.390	2.762	1913,9	81,7	2.943	125,6	2.817
PVRF	24.510	4.510	0,435	66.620	56.365	318,2	274	3.021	2.604	417

Verifica alle massime tensioni ammissibili

Nella tabella 4.34 sono riportati i valori del momento flettente che si hanno nelle sezioni verticali e orizzontali estreme del tubo, dovuti alle pressioni della tabella 4.33. Dai dati della tabella 4.34 si può osservare quanto segue. I momenti M_3 e M_4 dovuti rispettivamente al peso proprio della tubazione e alla reazione orizzontale q_p del terreno di rinterro che sorge per effetto di tale peso risultano completamente trascurabili per tutte le tubazioni. I momenti M_5 che si hanno per l'effetto combinato della pressione orizzontale $\bar{p}$ dovuta al liquido contenuto nel tubo e della relativa reazione orizzontale di senso opposto $q_{\bar{p}}$ da parte del rinterro laterale sono trascurabili per tutte le tubazioni, tranne per quella di cemento amianto; ciò è dovuto al comportamento di tipo rigido di tale tubazione, per cui la reazione $q_{\bar{p}}$ del terreno laterale che sorge per effetto della pressione $\bar{p}$ del liquido è trascurabile rispetto a questa e quindi la differenza $\bar{p} - \bar{q}_p$ non è trascurabile.

Le altre tubazioni, invece, si comportano come flessibili e la reazione $q_{\bar{p}}$ del terreno contrasta efficacemente la $\bar{p}$ riducendone notevolmente gli effetti (la tubazione di PVC risulta la più flessibile).

I momenti flettenti più elevati sono quindi dovuti al peso del terreno di rinterro e dei sovraccarichi accidentali e alle pressioni laterali q del terreno cui questi danno luogo (momenti M_1 e M_2). Confrontando poi i momenti M_1 dovuti al peso del terreno di rinterro e ai sovraccarichi con quelli M_2 di segno opposto che si hanno per l'insorgere delle relative reazioni q del terreno, si nota che questi ultimi si avvicinano (in modulo) tanto più ai primi quanto più le tubazioni sono flessibili; il comportamento di tipo flessibile va via via diminuendo passando dalla tubazione di PVC a quella di PVRF, a quella di acciaio, di PEAD, di ghisa sferoidale e infine di cemento amianto, per la quale i momenti M_2 risultano molto piccoli rispetto ai momenti M_1, evidenziando ancora il comportamento di tipo rigido della tubazione.

Essendo i momenti dovuti alle reazioni laterali del terreno di segno opposto rispetto a quelli che si hanno per effetto delle azioni che provocano le suddette reazioni, i momenti risultanti M

sono tanto più elevati quanto più di tipo rigido è il comportamento delle tubazioni.

Tab. 4.34 Momenti flettenti e sollecitazioni dovuti alle azioni della tabella 4.32

	Corda	M_1 (N·m)	M_2 (N·m)	M_3 (N·m)	M_4 (N·m)	M_5 (N·m)	$M_{Tot.}$ (N·m)	σ (N / cm^2)	σ_c (N / cm^2)	$\sigma_{t\,max}$ (N / cm^2)	P_o (N / cm^2)	P_E Kgf / cm^2
Acciaio	AB	1348	-868	21,1	-16,1	15,6	500,6	7567	227	7340	153	25,4
	CD	-1235	948	-21,1	16,1	-15,6	-307,6	4650				
Ghisa sf.	AB	1514	-824	31,7	-20,7	25,4	726,4	4448	155	4293	136	26,1
	CD	-1377	906	-31,7	20,7	-25,4	-507,4	3107				
PVC 60	AB	1458	-1319	6,24	-6,05	2,2	141,4	552	122	430	17,3	0,74
	CD	-1336	1209	-6,24	6,05	-2,2	-129,4	505				
PEAD	AB	1350	-907	10,9	-8,65	12,4	457,6	215	42,5	172,5	20,7	3,89
	CD	-1237	989	-10,9	8,65	-12,4	262,6	124				
Cem. am.	AB	1902	-65,5	52,1	-2,22	76,5	1962	327	32,4	294,6	53,5	9,54
	CD	-1742	71,6	-52,1	2,22	-76,5	-1797	299				
PVRF	AB	1440	-1117	7,2	-6,2	9,4	333,4	1114	111	1003	44,5	15,5
	CD	-1320	1218	-7,2	6,2	-9,4	-112,4	375				

Dai valori dei momenti risultanti M sono stati ricavati quelli delle tensioni σ estreme nel materiale riportati nella tabella 4.34 (tali tensioni sono di trazione nelle fibre interne e di compressione in quelle esterne quando i momenti sono di segno positivo e viceversa quando i momenti M sono di segno negativo).(9)

Sono poi riportati i valori della sollecitazione circonferenziale σ_c di compressione data dalla (4.55); la massima tensione di trazione $\sigma_{t\,max}$ per ciascuna tubazione, dovuta alle azioni esterne, risulta pari alla differenza tra la massima tensione dovuta ai momenti ovalizzanti e la σ_c.

In base ai valori di tale massima tensione di trazione $\sigma_{t\,max}$ sono stati quindi ricavati, mediante la formula di Mariotte (scritta nella forma (4.3) con $s_0 = 0$), i valori della pressione equivalente p_0 che compare nella (4.1), valori riportati nella tabella 4.34. Si osserva che i valori più elevati di p_0 si hanno per le tubazioni metalliche; ma ciò non ha un gran significato, in quanto l'incidenza di p_0 nel ridurre la pressione di esercizio p_E rispetto a quella nominale p_N risulta tanto maggiore quanto più grande è il valore del rapporto p_0/p_N.

La tubazione d'acciaio, avente pressione nominale p_N di 41 Kgf/cm^2 secondo la NORMA UNI 1285/68 e di 37 Kgf/cm^2 secondo la Circolare del Ministero LL.PP. n.2136 e la tubazione di ghisa con un p_N di 40 Kgf/cm^2, vanno incontro, per effetto di p_0, a una pressione di esercizio p_E ridotta di circa il 35% rispetto a p_N; quella di cemento amianto del $40,4\%$, quella di PEAD del $43,8\%$, quella di PVC del $90,4\%$ e quella di vetroresina solo del $22,5\%$ (il tipo di tubazione di PVRF preso in esame è quello che ha la massima classe di rigidità trasversale).

Esaminando i valori della pressione di esercizio $p_E = p_N - p_0$ (tabella 4.34), cui potrebbero essere impiegate le tubazioni, si vede che quelle d'acciaio e di ghisa potrebbero trovare impiego per la pressione p_E più elevata e pari a 25 Kgf/cm^2; per quella di PVRF $p_E \cong 15$ kgf/cm^2, per quella di cemento amianto $p_E \cong 9$ Kgf/cm^2, per quella di PEAD $p_E = 3{,}9$ Kgf/cm^2 e per quella di PVC $p_E = 0,74$ Kgf/cm^2.

(9) Per dedurre le σ, i momenti M della tabella 4.34 vanno espressi in N cm e vanno poi divisi per il modulo di resistenza della parete del tubo, per lunghezza di 1 m in senso longitudinale, che vale $w = 1/6\, s^2\, 100$ cm^3.

Verifica delle massime deformazioni

La verifica delle massime deformazioni è stata effettuata determinando l'allungamento percentuale $\Delta x_2/D_E$ del diametro orizzontale, sia mediante la (4.56) che mediante la (4.57), con un valore del fattore di ritardo d'inflessione $f_r = 1$, dal momento che le deformazioni sono quelle a breve termine. I risultati cui conducono le due formule sono riportati nella tabella 4.35 e presentano differenze modeste, tranne che per la tubazione di cemento amianto, la cui deformazione risulta comunque del tutto trascurabile.

Tab. 4.35 Allungamenti del diametro orizzontale per le tubazioni prese in esame nell'esemplificazione numerica

Materiali	Δx_2(cm)	$\frac{\Delta x_2}{D_E}$(%)	Δx_2(cm)	$\frac{\Delta x_2}{D_E}$(%)
	formula (56)		formula (57)	
Acciaio	0,222	0,36	0,274	0,45
Ghisa sferoidale	0,198	0,31	0,276	0,43
PVC 60	0,292	0,46	0,339	0,54
PEAD	0,237	0,38	0,3	0,47
Cem. Am.	0,014	0,019	0,028	0,039
PVRF	0,283	0,46	0,302	0,49

Si osserva che le deformazioni risultano di gran lunga minori rispetto a quelle massime ammissibili a breve termine per i vari materiali presi in esame; le deformazioni potrebbero risultare critiche solo per valori di K o di E' circa 10 volte minori rispetto a quelli assunti a base dei calcoli, quindi per gradi di costipamento del rinterro assai bassi.

Si osserva poi che tutte le tubazioni considerate, a parte quella di cemento amianto, presentano un comportamento molto simile ai fini della deformazione.

Verifica all'instabilità elastica

Nella tabella 4.36 sono riportati i valori del coefficiente ν di Poisson e del limite elastico σ_E dei materiali delle tubazioni. Sono stati innanzi tutto ricavati, mediante la (4.58), i valori della pressione critica p_{cr} per le varie tubazioni e successivamente, in base alle deformazioni $\Delta D = \Delta x_2$ determinate con la (4.56) e riportate in tabella 4.35, sono stati ricavati i valori di p^*_{cr} con la (4.59) e di σ_{cr} con la (4.60).

Si nota che non esistono differenze apprezzabili tra la p_{cr} e la p^*_{cr}, tranne che per la tubazione di cemento amianto e che per la tubazione di PVC la p^*_{cr} è di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quelle delle tubazioni di acciaio, ghisa sferoidale, PEAD e PVRF e di due ordini di grandezza rispetto alla p^*_{cr} del cemento amianto.

Supposto che la massima differenza Δp tra la pressione esterna p_{es} e quella interna p_{in} sia $\Delta p = 0{,}8$ Kgf/cm^2 = 0,0785 N/mm^2, si ricavano i valori di $\Delta p\, D_E/2\, s$, che sommati alle pressioni σ_c dovute ai carichi esterni, che si ricavano con la (4.55), permettono di determinare, mediante la (4.61) i valori del coefficiente di sicurezza ν_s alla instabilità elastica della tabella 4.36 (il calcolo risulta ovviamente inutile per la tubazione di cemento amianto).

Si vede che la verifica non è soddisfatta per la tubazione di PVC, mentre per quelle di PVRF il coefficiente di sicurezza risulta inferiore al valore 2,5 consigliabile per la verifica a breve

termine; per avere un $\nu_s = 2{,}5$ la massima depressione Δp nella suddetta tubazione non dovrebbe superare il valore di 0,64 Kgf/cm^2. Per la tubazione di vetroresina, la pressione critica è stata determinata anche con la (4.62), ipotizzando $h_w = 0$ ($R_w = 1$) e trovando $p_{cr} = 4{,}25$ N/mm^2, quindi molto maggiore di quella ottenuta con la (4.59).

Tab. 4.36 Elementi relativi alla verifica all'instabilità elastica

Materiali	ν	p^*_{cr} (N / mm^2)	σ_E (N / mm^2)	p^*_{cr} (N / mm^2)	σ_{cr} (N / mm^2)	$\frac{\Delta p D_E}{2s}$ (N / mm^2)	$\frac{Pv + Ps}{2s}$ (N / mm^2)	ν_s
Acciaio	0,3	0,514	355	0,49	23,72	3,80	2,26	3,91
Ghisa sf.	0,25	0,886	300	0,85	27,26	2,52	1,54	6,71
PVC 60	0,4	0,057	47	0,056	1,42	1,99	1,20	-
PEAD	0,4	0,456	24	0,445	3,93	0,69	0,42	3,54
Cem. am.	0,2	38,35	18	3,25	19,50	-	-	-
PVRF	0,35	0,273	800	0,272	6,39	1,84	1,09	2,18

Con la (4.63) si trova poi che la pressione agente, per $\Delta p = 0{,}8$ Kgf/cm^2, è pari a 0,125 N/mm^2, perciò trascurabile rispetto alla p_{cr}. Appare perciò prudenziale fare la verifica all'instabilità elastica mediante le formule di validità generale.

Bibliografia

Antonietti G., "Tubazioni di polietilene ad alta densità (PEAD) per la costruzione di fluidi in pressione", in *Convegno sulle tubazioni in materiale sintetico dell'Associazione Idrotecnica Italiana, Sezione Campana*, Napoli, giugno 1987.

Arpaia M., "Interazioni dei materiali per condotte con l'ambiente", in *Atti del Convegno ANDIS, Materiali per condotte*, Roma 1983.

Arredi F., *Costruzioni Idrauliche*, vol.II, UTET, Torino 1972.

Arredi F., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1982.

Bertola P., Zanetti R., " Alcune considerazioni sulla resistenza delle tubazioni in polietilene ad alta densità (PEAD) impiegate negli acquedotti" in *Ingegneria Sanitaria*, n. 5, 1988.

Calomino F., Veltri P., "New technologies in pipeline construction" in *New technologies for large water supply projects*, Varna, Bulgaria, ottobre–novembre, 1994.

Carlström B. I., " Structural design of underground pipe", *Idrotecnica* , n. 6, 1990.

Condotte in acciaio per grandi acquedotti, Quaderno tecnico della Nuova Italsider,

1986.

Dente G., Fallico C., " Metodi di calcolo e parametri geotecnici per il progetto delle tubazioni interrate", in *Scritti in onore di Girolamo Ippolito*, v. II, CUEN, Napoli 1991.

De Saedeleer A., "Le calcul des tensions dans les parois des tuyaux enterrés in accier, en tenant compte de la deformabilité de ces tuyaux et de la controinte laterale des terres", in *La Technique de l'Eau*, 1985–1986.

D'Urso G., Pianese D., "Alcune considerazioni sull'ovalizzazione delle condotte sottomarine", in *Convegno sulle tubazioni in materiale sintetico dell'Associazione Idrotecnica Italiana, Sezione Campana*, Napoli, giugno 1987.

Frega G., "Progressi nella fabbricazione e progettazione delle tubazioni di plastica", in *Atti del Convegno ANDIS, Materiali per condotte*, Roma 1983.

Iannelli G., " Criteri per la valutazione del comportamento statico di tubazioni interrate di piccolo diametro", in *Ingegneria Sanitaria*, n. 5, 1984.

Iannelli G., "Criteri di valutazione del comportamento di tubazioni interrate di piccolo diametro", in *Atti del 7° Corso di aggiornamento su Tecniche per la difesa dall'inquinamento*, BIOS, Cosenza 1986.

Iannelli G., "Considerazioni per la scelta di tubazioni nel trasporto dell'acqua: valutazioni tecniche, economiche e ambientali" in *Atti della Giornata di studio per l'ecologia e l'ambiente: il trasporto delle acque nel settore irriguo, refluo e potabile*, UNIONTUBI, Bari, novembre 1988.

Leonhardt G., "Le spinte delle terre agenti sui cunicoli di attraversamento (e sui tubi)", in *Idrotecnica* , n. 6, 1980.

Masini P., Mastrorilli M., "Considerazioni preliminari allo studio sperimentale di un modello teorico del meccanismo di interazione tubazione–terreno", in *Atti della Giornata di studio per l'ecologia e l'ambiente: il trasporto delle acque nel settore irriguo, refluo e potabile*, UNIONTUBI, Bari, novembre 1988.

Massaria P., "Tubazioni in resina poliestere rinforzata con fibra di vetro per acquedotti e fognature", in *Convegno sulle tubazioni in materiale sintetico dell'Associazione Idrotecnica Italiana, Sezione Campana*, Napoli, Giugno 1987.

Messina U., "Il trasporto dei fluidi nel mondo moderno", Pubblicazione a cura della Finsider–Gruppo IRI.

Mongiardini V., "Considerazioni sulla normazione dei tubi in Italia", in *Atti del Convegno ANDIS, Materiali per condotte*, Roma 1983.

Mongiardini V., "Fognature civili e impianti terminali di depurazione biologica", "Tubazioni di grande diametro: criteri di progettazione idraulica e statica, normativa", in *Corso di aggiornamento*, Univ. di Pisa, 1984.

Pegoraro M., "Le tubazioni in materiali plastici", in *Corso di aggiornamento in progettazione e gestione degli acquedotti*, Politecnico di Milano, 1992.

Raccomandazioni sull'installazione delle tubazioni di poli–cloruro di vinile rigido (non plastificato) nella costruzione degli acquedotti, Istituto Italiano dei plastici, settembre 1977.

Raccomandazioni sull'installazione delle tubazioni di polietilene alta densità nella costruzione degli acquedotti, Istituto Nazionale dei plastici, gennaio 1981.

Ravaglioli U.," Le pressioni agenti sulle tubazioni interrate", in *Geotecnica*, n. 3,

1965.

Rio A., "Tubazioni in PVRF per acquedotti in base alla normativa vigente", in *Convegno sulle tubazioni in materiale sintetico dell'Associazione Idrotecnica Italiana, Sezione Campana*, Napoli, Giugno 1987.

Timoshenko S., Gere J., *Theory of elastic stability*, McGraw–Hill, New York 1961.

5

DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE ESTERNE DI ADDUZIONE

5.1 Formule di validità generale per il calcolo della resistenza al moto delle tubazioni

La formula più generale per il calcolo della perdita unitaria distribuita J di carico totale nelle condotte in pressione è quella di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\lambda}{D}\frac{U^2}{2g} \tag{5.1}$$

essendo D il diametro interno della tubazione, U la velocità media della corrente, g l'accelerazione di gravità e λ un coefficiente adimensionale di attrito. Nel moto uniforme, la pendenza J della linea dell'energia coincide con la pendenza della linea piezometrica.

Per regime di moto laminare, che peraltro non interessa le applicazioni agli acquedotti, la resistenza al moto risulta proporzionale alla velocità U e il coefficiente λ è dato dalla:

$$\lambda = \frac{64}{R_e} \tag{5.2}$$

essendo R_e il Numero di Reynolds, definito dalla:

$$R_e = \frac{U\,D}{\nu} \tag{5.3}$$

con ν viscosità cinematica del fluido trasportato, che per l'acqua varia da $1{,}30\,10^{-6}$ a $1{,}00\,10^{-6}$ m^2/s all'aumentare della temperatura da 10 a 20° C.

Sostituendo la (5.2) nella (5.1) e tenendo conto della (5.3), si deduce appunto che nel regime laminare la J è proporzionale alla velocità U. Il regime laminare si verifica per numeri di Reynolds inferiori a 2000÷2500, sebbene in alcune esperienze condotte con particolare cura per evitare perturbazioni del moto si è riusciti a conservare tale regime anche per valori di R_e più elevati. Nel campo $2000 \leq R_e \leq 3500$ si parla perciò in genere di zona critica, nel senso che il regime di moto risulta instabile e la legge di resistenza non ben definita; ma anche tale campo non presenta alcun interesse per le tubazioni degli acquedotti.

Per $R_e > 3500$, il coefficiente λ della (5.1) è espresso, per i tubi commerciali, cioè con scabrezza distribuita in modo non omogeneo nella sezione trasversale, dalla nota formula di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\,log\left(\frac{2,51}{R_e\sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon}{3,71\,D}\right) \tag{5.4}$$

dove ϵ rappresenta l'altezza equivalente della rugosità del tubo; poiché la (5.4) è stata ricavata in base a esperienze di Nikuradse, effettuate su tubi resi artificialmente scabri in modo omogeneo mediante adesione alla parete di grani di sabbia, le scabrezze effettive dei tubi commerciali, che sono irregolari per grandezza, numero, distanza reciproca, inclinazione rispetto alla direzione della corrente ecc., sono da esprimere in scabrezza di grani di sabbia equivalente, cioè tale da dar luogo alle stesse perdite di carico.

La (5.4) è rappresentata nel diagramma logaritmico di Moody, dove è tracciato un fascio di curve caratterizzate da scabrezze relative ϵ/D = cost. (figura 5.1). La formula presenta la peculiarità di far dipendere il coefficiente λ, sia dal valore del Numero di Reynolds che dalla rugosità della tubazione, abbracciando con soddisfacente approssimazione l'intero campo di moto.

Per tubi lisci, la (5.4) si riduce alla:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\,log\,\frac{2,51}{R_e\sqrt{\lambda}} \tag{5.5}$$

esprimente la formula di resistenza $\lambda = \lambda(R_e)$ per tali tubi, nota come equazione di Prandtl-Kármán e stabilita in base a varie esperienze, dovute soprattutto a Nikuradse.

La curva $\lambda = \lambda(R_e)$ dei tubi lisci, rappresentata in figura 5.1 è sempre decrescente all'aumentare di R_e.

Per i tubi aventi una certa scabrezza relativa ϵ/D, la grandezza $2,51/R_e\sqrt{\lambda}$ diviene, per R_e superiore a un determinato valore, del tutto trascurabile rispetto a $\epsilon/3,71\,D$, per cui la (5.4) si semplifica nella:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\,log\,\frac{\epsilon}{3,71\,D} \tag{5.6}$$

La (5.6) rappresenta la legge di resistenza dei tubi scabri nel moto assolutamente turbolento, stabilita da Nikuradse sperimentalmente. Quando si raggiunge il moto assolutamente turbolento, il coefficiente λ dipende quindi solo dalla rugosità della tubazione, mentre risulta indipendente da R_e, per cui le curve $\lambda(R_e)$ assumono un andamento orizzontale (figura 5.1); il regime assolutamente turbolento viene raggiunto per numeri di Reynolds tanto minori quanto maggiore è la scabrezza equivalente ϵ/D dei tubi ed è rappresentato nell'abaco di Moody dalla zona che si trova a destra della linea tratteggiata. Dalla (5.1) si vede che per tale regime di moto le perdite di carico risultano proporzionali al quadrato della velocità.

Il regime di moto, che si ha nella zona dell'abaco di Moody compresa tra la curva che caratterizza il regime di tubo liscio e la linea tratteggiata al di là della quale il regime è assolutamente turbolento, è nota con il nome di regime di transizione; per tale regime il coefficiente λ va determinato con la formula completa

(5.4) o mediante l'abaco di Moody e le perdite di carico risultano proporzionali alla velocità elevata a un coefficiente sempre minore di 2.

I campi dei vari regimi di moto sono fra loro così delimitati:

$$\frac{\epsilon}{D} R_e \sqrt{\lambda} \leq 14 \quad (\textit{tubo idraulicamente liscio}) \tag{5.7}$$

$$14 < \frac{\epsilon}{D} R_e \sqrt{\lambda} < 200 \quad (\textit{regime di transizione}) \tag{5.8}$$

$$\frac{\epsilon}{D} R_e \sqrt{\lambda} \geq 200 \quad (\textit{regime assolutamente turbolento}) \tag{5.9}$$

La (5.4) presenta l'inconveniente di non permettere di esplicitare il coefficiente λ, per cui occorre procedere mediante successive iterazioni di calcolo, sia nei problemi di verifica che di progetto. Mediante l'abaco di Moody si può invece ricavare direttamente λ solo per un particolare problema di verifica: quando cioè è nota, oltre al diametro e alla scabrezza della tubazione, anche la portata, per cui è possibile conoscere preventivamente R_e. Non è invece possibile risolvere per via diretta né il problema di progetto della determinazione del diametro D una volta noti Q, J e ϵ, né l'altro problema di verifica, forse più interessante del precedente, di determinare la portata Q quando sono noti D, ϵ e J, in quanto, in questo caso, il Numero di Reynolds non è noto a priori.

Sono perciò state effettuate, in Italia e all'estero, numerose ricerche intese a semplificare l'uso della formula di Colebrook mediante abachi o formule semplificate, delle quali si richiamano quelle di Citrini, di Cao e di Pezzoli. La prima formula cui è pervenuto Citrini è la seguente:

$$\lambda = \lambda_\infty \left(1 + \frac{8}{\frac{\epsilon}{D} R_e} \right) \tag{5.10}$$

nella quale λ_∞ rappresenta il valore di λ corrispondente al moto assolutamente turbolento in una tubazione avente un'assegnata scabrezza relativa ϵ/D, valore che è deducibile immediatamente dalla (5.6)

$$\lambda_\infty = \frac{1}{4} \frac{1}{\left(log \frac{\epsilon}{3,7\,D} \right)^2} \tag{5.11}$$

Quindi, la grandezza in parentesi nel secondo membro della (5.10) rappresenta la maggiorazione che subisce λ_∞ per il fatto che il moto non è assolutamente turbolento, per cui si ha un aumento di resistenza dovuto alla viscosità del liquido.

È da osservare che con la (5.10) si può risolvere direttamente solo il problema della determinazione di J una volta noti Q, D e ϵ; la determinazione di Q noti J, D e ϵ e la determinazione di D, noti Q, J e ϵ non sono invece possibili, perché non è noto a priori R_e.

La seconda formula di Citrini è la seguente:

$$U = U_\infty - \frac{4\,\nu}{\epsilon} \tag{5.12}$$

dove $= U_\infty$ rappresenta la velocità che assumerebbe la corrente, con lo stesso valore di J, se il moto del fluido fosse assolutamente turbolento e che è data dalla:

$$U_\infty = \sqrt{\frac{2\,g\,D\,J}{\lambda_\infty}} \tag{5.13}$$

Con le (5.11), (5.12) e (5.13) si può risolvere direttamente l'altro problema di verifica, quello del calcolo di Q una volta noti J, D e ϵ: trovato infatti U_∞ mediante le (5.11) e (5.13), si determina U con la (5.12) e quindi Q. Non è invece possibile risolvere il problema di progetto della determinazione di D quando sono conosciuti J, Q e ϵ.

Le formule indicate da Cao e Pezzoli permettono di risolvere tutti i problemi, sia di verifica che di progetto: alcune di esse sono esatte, altre approssimate, ma permettono di giungere a risultati con un'approssimazione di qualche unità per mille, perciò contenuta entro i limiti di approssimazione della stessa formula di Colebrook. La formula di Cao è la seguente:

$$Q = -\frac{\pi\,D^2}{2}\sqrt{2\,g\,D\,J}\;log\left(\frac{\epsilon}{3,71\,D} + \frac{2,51\,\nu}{D^{3/2}\sqrt{2\,g\,J}}\right) \quad (formula\ esatta) \tag{5.14}$$

Le formule di Pezzoli sono:

$$J = \frac{2\,Q^2}{\pi^2\,g\,D^5}\,\frac{1}{\log^2\left[\dfrac{\epsilon}{3,71\,D} + 3,61\left(\dfrac{D\,\nu}{Q}\right)^{7/8}\right]} \tag{5.15}$$

$$D = \frac{Q^{2/5}}{(g\,J)^{1/5}\left\{-\dfrac{\pi}{\sqrt{2}}\,log\left[\dfrac{\epsilon\,(g\,J)^{1/5}}{1,77\,Q^{2/5}} + \dfrac{5,4\,\nu}{Q^{3/5}\,(g\,J)^{1/5}}\right]\right\}^{2/5}} \tag{5.16}$$

Nella tabella 5.1 sono riportati i valori dell'altezza ϵ della rugosità equivalente per tubazioni di vario materiale. È da notare che per uno stesso materiale i valori di ϵ, consigliati dai diversi autori in base ad apposite esperienze, presentano un campo di variazione abbastanza ampio, anche a parità di stato di conservazione; ma ciò non rappresenta un inconveniente di rilievo, perché il coefficiente λ ha delle variazioni molto contenute anche per variazioni non trascurabili di ϵ. Sui valori di ϵ di tabella 5.1 si ritornerà nel seguito.

5.2 Formule pratiche

Le formule pratiche possono distinguersi in due categorie:

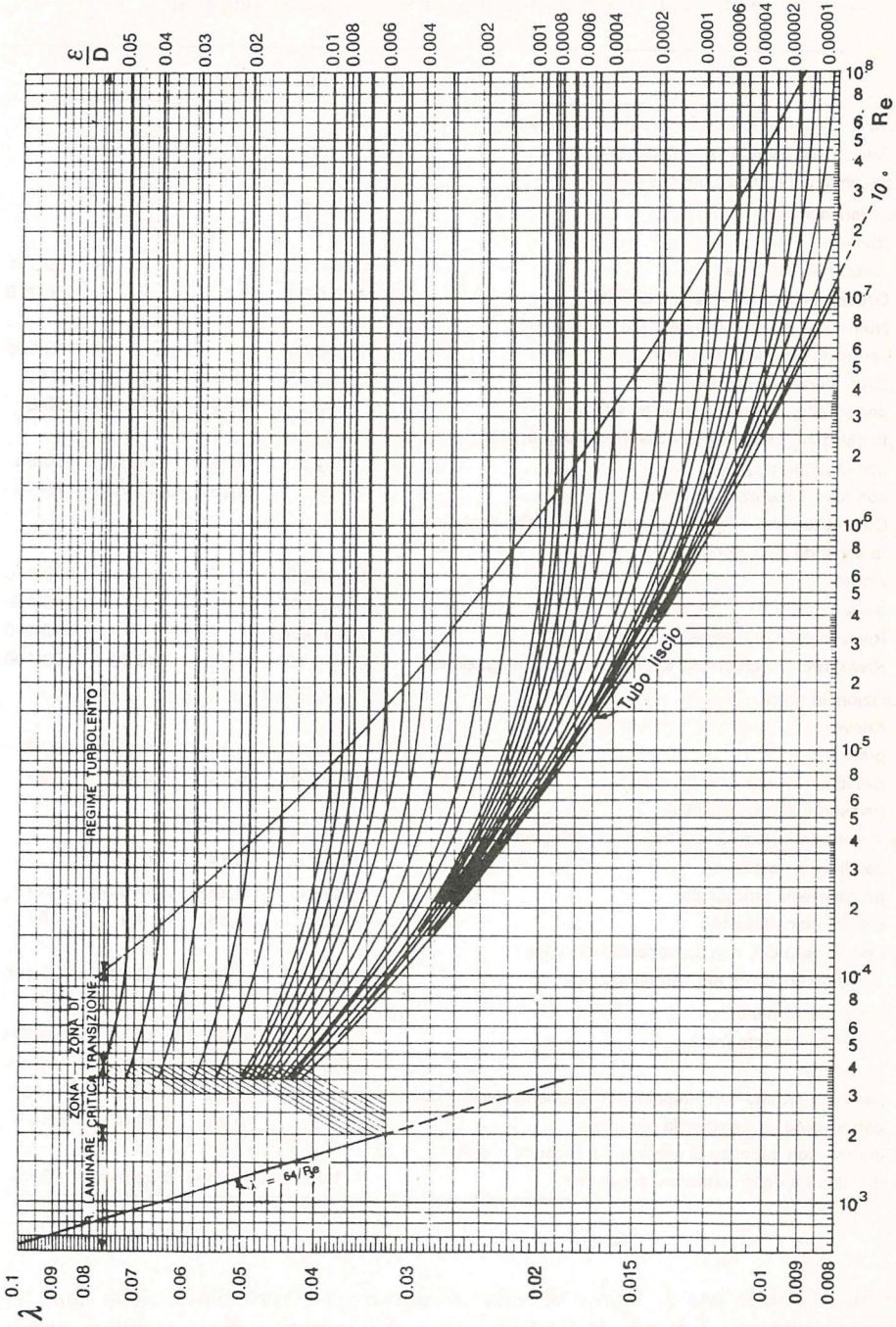


Fig. 5.1 Abaco di Moody.

Tab. 5.1 Valori dei coefficienti di scabrezza delle tubazioni

Tipo di Tubazione	ε (mm)	γ ($m^{1/2}$)	m ($m^{1/2}$)	k $m^{1/3} \cdot s^{-1}$
1-Tubazioni tecnicamente lisce (vetro, ottone, rame, trafilato, vetroresina, materiali plastici) (a seconda delle condizioni di servizio)				
2-Tubazioni d'acciaio	0-0,02			
a) Nuove				
Grezze non saldate	0,03-0,06			130-115
Grezze saldate (produzione di serie)	0,03-0,08			130-110
Nuove con rivestimenti degradabili nel tempo:				
verniciati per centrifugazione	0,02-0,05			140-120
bitumati per immersione	0,10-0,15	≤ 0,06	≤ 0,12	100
con asfalto o catrame applicati a mano	0,5-0,6	0,16	0,20-0,25	85-80
b) In servizio, grezze o con rivestimenti degradabili:				
con leggera ruggine	0,6-0,8	0,18	0,25	80-90
con tubercolizzazione diffusa	1-4	0,23	0,30-0,35	75-70
c) Con trattamenti o rivestimenti non degradabili nel tempo (a seconda delle condizioni di servizio)				
zincati	0,02-0,05			140-120
galvanizzati	0,015-0,03			140-130
Rivestimento bituminoso a spessore	0,015-0,04			140-125
Rivestimento cementizio applicato per centrifugazione	0,05-0,15	<0,06	<0,12	120-100
3-Tubazioni in ghisa				
a) Nuove				
grezze	0,2-0,4	0,10	0,12	90-85
rivestite internamente con bitume (rivestimento degradabile)	0,10-0,20	0,10	0,15	90
b) In servizio, grezze o con rivestimenti degradabili				
con lievi incrostazioni	'0,4-1,0	0,16	0,20	85-75
parzialmente arrugginite	1,0-2,0	0,23	0,30-0,35	75-70
con forti incrostazioni	3-5	0,36	0,4	65
c) Con rivestimenti non degradabili nel tempo				
cemento applicato per centrifugazione	0,05-0,15	<0,06	<0,12	120-100
4-Tubazioni in cemento				
cemento amianto (nuovi)	0,03-0,10	<0,06	<0,12	130-105
in servizio	0,10-0,4	0,10	0,12	105-85
cemento armato con intonaco perfettamente liscio, nuove	0,10-0,15	0,06	0,12	100
come sopra, in servizio da più anni	1-3	0,23	0,30-0,35	75-70
gallerie con intonaco di cemento, a seconda del grado di finitura e delle condizioni di servizio	1-10	0,23-0,36	0,30-0,45	70-60

– formule valide per il regime di moto assolutamente turbolento, nelle quali la pendenza motrice J è sempre proporzionale al quadrato della velocità e quindi della portata; tali formule sono valide per qualsiasi tipo di liquido e per qualsiasi temperatura, purché sia raggiunto il regime di moto assolutamente turbolento;

– formule valide per il regime di transizione, nelle quali invece la pendenza motrice è proporzionale alla velocità, e quindi alla portata, elevata a un coefficiente compreso tra 1 e 2.

Poiché nel campo di moto in esame le perdite dipendono, oltre che dalla scabrezza del tubo, anche dal Numero di Reynolds, le formule pratiche, per un dato valore ϵ/D, non seguono ovviamente la corrispondente curva $\lambda = \lambda(R_e)$ del diagramma di Moody nell'intero campo di variazione di R_e, per cui esse, per un assegnato materiale, sono valide solo per un dato fluido in un certo campo di temperatura e per portata Q e diametro D compresi entro certi limiti, in modo tale che il Numero di Reynolds vari in un determinato intervallo.

Le formule che verranno indicate nel seguito si riferiscono tutte al trasporto di acqua a temperatura ambiente (10°–20° C); i campi di validità di portata e di diametro sono quelli delle esperienze in base a cui le formule stesse sono state determinate.

5.2.1 Formule del primo tipo (regime assolutamente turbolento)

Si ricorda innanzi tutto la formula di Chézy:

$$U = \chi \sqrt{R\,J} \tag{5.17}$$

con R raggio idraulico ($R = D/4$ per condotte a sezione circolare) e χ coefficiente dipendente da R e dalla scabrezza del materiale, per il quale sono state fornite delle espressioni da vari autori, le più adoperate delle quali sono quelle di Bazin, Kutter, Guckler-Strickler.

Per condotte in pressione, si usa scrivere la (5.17) nella forma:

$$J = \beta \frac{Q^2}{D^5} \tag{5.18}$$

dove il coefficiente β dipende dalla scabrezza del materiale e dal diametro ed è espresso dalle formule:

$$\beta = 0,000857 \left(1 + \frac{2\gamma}{\sqrt{D}}\right)^2 \quad (Bazin) \tag{5.19}$$

con γ indice di scabrezza in $\mathrm{m}^{1/2}$;

$$\beta = 0,000648 \left(1 + \frac{2\,m}{\sqrt{D}}\right)^2 \quad (Kutter) \tag{5.20}$$

con m indice di scabrezza in $\mathrm{m}^{1/2}$;

$$\beta = \frac{10,3}{K^2\,D^{1/3}} \quad (Guackler - Strickler) \tag{5.21}$$

con K in $\mathrm{m}^{1/3}\,s^{-1}$.

$$\beta = 0,00164 + \frac{0,000042}{D} \quad (Darcy) \tag{5.22}$$

Nelle formule precedenti Q è espressa in m^3/s, D in m e J è adimensionale. Nella tabella 5.1 sono riportati, per i vari materiali, i valori di γ, m e K.

La (5.22) è valida per tubazioni nuove di ghisa grigia senza alcun rivestimento interno; per tubi fortemente incrostati si usa raddoppiare il coefficiente β.

La formula (5.18) risulta di tipo monomio; essa permette però la soluzione diretta, oltre che rispetto a J e a Q, anche rispetto a D, solo se si introduce in essa l'espressione (5.21) di β:

$$J = a\,Q^2\,D^{-5,333} \tag{5.21'}$$

con $a = 10,3/K^2$.

Contessini ha reso monomia la (5.18) anche adoperando le espressioni (5.19) e (5.20) di β, proponendo la formula:

$$J = b\,\frac{Q^2}{D^{\mu}} \tag{5.23}$$

con:
$b = 0,0012$ e $\mu = 5,26$, per m di Kutter $= 0,175$
$b = 0,0016$ e $\mu = 5,36$, per m di Kutter $= 0,275$
$b = 0,0020$ e $\mu = 5,44$, per m di Kutter $= 0,375$
$b = 0,00127$ e $\mu = 5,14$, per γ di Bazin $= 0,10$
$b = 0,00150$ e $\mu = 5,29$, per γ di Bazin $= 0,16$
$b = 0,00160$ e $\mu = 5,30$, per γ di Bazin $= 0,18$
$b = 0,00170$ e $\mu = 5,34$, per γ di Bazin $= 0,20$
$b = 0,00190$ e $\mu = 5,32$, per γ di Bazin $= 0,23$

5.2.2 Formule del secondo tipo (regime di transizione)

Le formule di seguito riportate si riferiscono tutte a tubi nuovi e al trasporto di acqua alla temperatura di 10°−20°; Q è in m^3/s, D in m e J adimensionale.

$$J = 0,00080\,Q^{1,83}\,D^{-4,95} \tag{5.24}$$

(A. Marchetti; tubi della *serie gas*, d'acciaio senza saldatura, zincati a caldo; $15 \leq D \leq 41$ mm; $0,20 \leq V \leq 7$ m/s).

$$J = 0,0012\,Q^{1,83}\,D^{-4,83} \tag{5.25}$$

(A.Marchetti; tubi della *serie gas* d'acciaio senza saldatura, zincati a caldo; $41 \leq D \leq 81$ mm; $0,20 \leq V \leq 7$ m/s).

$$J = 0,00145\,Q^{1,82}\,D^{-4,71} \tag{5.26}$$

(Scimeni-Veronese; tubi d'acciaio senza saldatura con semplice bitumatura interna; $39 \leq D \leq 403$ mm; $0,20 \leq V \leq 4$ m/s).

$$J = 0,000627\,Q^{1,79}\,D^{-4,88} \tag{5.27}$$

(Orsi; tubi della *serie gas* d'acciaio saldati, con semplice bitumatura interna; $15 \leq D \leq 68$ mm; $0,20 \leq V \leq 5$ m/s).

$$J = 0,000811\, Q^{1,81}\, D^{-4,89} \tag{5.28}$$

(Orsi; tubi della *serie gas* d'acciaio saldati e zincati a caldo; $16 \leq D \leq 68$ mm; $0{,}20 \leq V \leq 5$ m/s).

$$J = 0,000905\, Q^{1,81}\, D^{-4,87} \tag{5.29}$$

(Orsi; tubi della *serie gas* d'acciaio saldati e grezzi; $16 \leq D \leq 68$ mm; $0{,}20 \leq V \leq 4{,}20$ m/s).

$$J = 0,001485\, Q^{1,82}\, D^{-4,77} \tag{5.30}$$

(Milano; tubi grezzi d'acciaio senza saldatura della *serie gas*; $9 \leq D \leq 42$ mm; $0{,}30 \leq V \leq 8$ m/s).

$$J = 0,000878\, Q^{1,81}\, D^{-4,86} \tag{5.31}$$

(Orsi; tubi d'acciaio saldati, con semplice bitumatura interna; $69 \leq D \leq 162$ mm; $0{,}20 \leq V \leq 4{,}20$ m/s).

$$J = 0,000864\, Q^{1,85}\, D^{-4,98} \tag{5.32}$$

(Orsi; tubi d'acciaio saldati grezzi; $70 \leq D \leq 162$ mm; $0{,}20 \leq V \leq 4{,}20$ m/s).

$$J = 0,00091\, Q^{1,786}\, D^{-4,786} \tag{5.33}$$

(Scimeni; tubi di cemento amianto; $50 \leq D \leq 400$ mm).

$$J = 0,00130\, Q^{1,869}\, D^{-4,906} \tag{5.34}$$

(tubi di ghisa senza alcun rivestimento interno; $40 \leq D \leq 200$ mm).

$$J = 0,00134\, Q^{1,887}\, D^{-5,188} \tag{5.35}$$

(tubi di cemento ben lisciato; $0{,}30 \leq D \leq 2{,}00$ m).

$$J = 0,00065\, Q^{1,852}\, D^{-5,096} \tag{5.36}$$

(tubi d'acciaio galvanizzato; $10 \leq D \leq 150$ mm).

$$J = 0,0010\, Q^{1,81}\, D^{-4,80} \tag{5.37}$$

(A.Marchetti; tubi di acciaio senza saldatura con rivestimento interno bituminoso a spessore; $85 \leq D \leq 347$ mm; $0{,}30 \leq V \leq 5{,}80$ m/s).

$$J = b\, Q^{1,85}\, D^{-4,87} \tag{5.38}$$

(Hazen-Williams; con b=0,0010 per tubi di ghisa nuovi con rivestimento interno cementizio; b=0,0013 per tubi grezzi di ghisa e di acciaio non saldati e per tubi di cemento armato).

Per l'uso di tali formule, occorre avere presente che alcuni rivestimenti, come la semplice bitumatura interna, che è in effetti una verniciatura e non un rivestimento, si deteriorano rapidissimamente, tanto che servono a conservare la superficie interna del tubo solo per il tempo intercorrente tra la fabbricazione e la posa in opera. Perciò, per tubi nuovi con questo tipo di rivestimento è consigliabile non applicare le formule (5.26), (5.27), (5.31), ma quelle corrispondenti relative ai tubi grezzi, che sono rispettivamente la (5.38) (con $b = 0{,}0013$), la (5.29) e la (5.32).

5.2.3 Formule relative ai tubi idraulicamente lisci

Per le tubazioni di vetro, di ottone, di rame, di vetroresina e di materiali plastici, che possono ritenersi come idraulicamente lisce se non hanno subito deterioramenti e non si sono formate incrostazioni durante l'esercizio, si può applicare la (5.5) relativa al regime dei tubi lisci; per la risoluzione diretta dei vari problemi di verifica e di progetto, si possono adoperare le (5.14), (5.15) e (5.16) ponendo ϵ=0.

Si fa presente che, al posto della (1.5), si può usare anche la seguente formula di Nikuradse per i tubi lisci, che si discosta dalla (1.5) in misura trascurabile e che presenta però il vantaggio di fornire λ in forma esplicita in funzione di R_e:

$$\lambda = 0,0032 + 0,221\, R_e^{-0,237} \tag{5.39}$$

Per $R_e \leq 10^5$ si può usare anche la formula di Blasius per il regime dei tubi lisci, che ha il pregio di essere monomia:

$$\lambda = 0,316\, R_e^{-0,25} \tag{5.40}$$

Se si sostituisce la (5.40) nella (5.1), introducendo l'espressione (5.3) di R_e e si fa comparire la portata Q, si ottiene, per acqua alla temperatura di $10-20°C$:

$$J = 0,00079\, Q^{1,75}\, D^{-4,79} \tag{5.41}$$

che è una formula monomia strutturalmente identica alle formule pratiche viste per il regime di transizione. La (5.41) può essere adoperata anche per Numeri di Reynolds sensibilmente maggiori di 10^5, commettendo però degli errori di difetto sulla valutazione di λ e quindi di J; l'errore, trascurabile per $R_e \leq 10^5$, raggiunge un valore dell'11,6% per $R_e = 10^6$.

Si fa presente che Datei e Veronese, in base a esperienze su tubi di PVC di diametro nominale di 80-125 e 200 mm, con Numeri di Reynolds R_e variabili da 41 000 a 422 000, sono pervenuti alla seguente formula monomia, molto simile alla (5.41):

$$J = 0,00092\, Q^{1,80}\, D^{-4,80} \tag{5.41'}$$

La (5.41′), valida per acqua alla temperatura di $10-20°C$, presenta il vantaggio, rispetto alla (5.41), di poter essere applicata, commettendo errori del tutto trascurabili, per Numeri di Reynolds fino a oltre 400 000.

5.2.4 Le perdite di carico nelle tubazioni in servizio

In una data tubazione si verifica nel tempo un aumento non trascurabile delle perdite di carico, a parità di portata e di caratteristiche del fluido trasportato.

Tale aumento dipende dall'alterazione cui va incontro la parete interna del tubo durante il servizio, che è funzione delle caratteristiche sia del materiale del tubo stesso che del liquido trasportato.

L'aumento delle perdite di carico in una tubazione usata dipende anche dal Numero di Reynolds R_e; infatti, osservando l'abaco di Moody della figura 5.1, si vede chiaramente che l'incremento della scabrezza relativa ϵ/D che si verifica durante la vita della tubazione produce aumenti percentuali delle perdite che sono tanto maggiori quanto più elevato è R_e, fino a quando non si raggiunge il moto assolutamente turbolento; dopo di che tale incremento, a parità di aumento ϵ/D, resta costante. Ciò è dovuto al fatto che nel regime di transizione le perdite dipendono in misura sempre minore da ϵ/D e sempre maggiore da R_e (quindi dalla viscosità) man mano che R_e diminuisce.

Quanto detto è molto importante se le perdite di carico, a tubi usati, vengono determinate maggiorando opportunamente quelle che si hanno per tubi nuovi; poiché la causa dell'aumento delle perdite è costituita dall'aumento dell'altezza della scabrezza ϵ e quindi di ϵ/D, bisognerà incrementare le perdite a tubi nuovi in misura via via maggiore all'aumentare di R_e, fino al raggiungimento del regime assolutamente turbolento.

Per una corretta valutazione della maggiorazione delle perdite di carico nelle tubazioni usate, è opportuno distinguere i materiali che subiscono nel tempo un'alterazione di natura chimica da quelli in cui si possono verificare delle semplici incrostazioni sulla parete interna. Al primo tipo appartengono le tubazioni di acciaio e di ghisa grezze o munite di un rivestimento interno rapidamente degradabile e quelle di cemento semplice o armato per acque trasportate aventi determinate caratteristiche; al secondo tipo appartengono quelle di materiali plastici, di vetroresina, rame, ottone, vetro, cemento amianto e le tubazioni metalliche che hanno subito particolari trattamenti (come per esempio la zincatura a caldo) o che sono munite di rivestimenti non degradabili nel tempo.

Per il moto assolutamente turbolento, se si applica la formula (5.4) di Colebrook-White o la formula (5.18), le perdite di carico possono essere direttamente ottenute assumendo per l'altezza ϵ della rugosità equivalente e per i coefficienti γ, m e K delle (5.19), (5.20), (5.21) i valori indicati nella tabella 5.1 per le tubazioni dei vari materiali, in funzione del loro stato di conservazione.

Analizzando i valori di K, si vede che, nel regime assolutamente turbolento, si giunge, per le tubazioni di acciaio grezze o con rivestimenti rapidamente degradabili, in servizio da lungo tempo, a perdite di carico più che doppie rispetto a quelle che si hanno a tubi nuovi, e a perdite circa doppie per le analoghe tubazioni di ghisa; invece, per le tubazioni di acciaio e di ghisa con rivestimento interno non degradabile, l'incremento delle perdite di carico durante il servizio raggiunge, al più, il 40–45%. Per le tubazioni in materiali cementizi si hanno, sempre nel regime di moto assolutamente turbolento, incrementi massimi delle perdite di carico nel tempo del 50% circa per quelle in cemento amianto e del 100% per quelle in cemento semplice o armato.

Per il regime di transizione, si è in precedenza visto che l'incremento delle perdite di carico nel tempo dipende anche dal Numero di Reynolds R_e. Volendo perciò adoperare una delle formule pratiche da (5.24) a (5.38), che si riferiscono a tubi nuovi, sarà necessario, per le tubazioni del primo tipo in precedenza definito,

maggiorare le perdite di carico da un massimo dell'ordine dell'80-100% per valori di R_e prossimi a quelli per cui si raggiunge il regime assolutamente turbolento a un minimo del 10−15% per valori R_e dell'ordine di 20 000−30 000.

Per le tubazioni del secondo tipo, la cui parete o il cui rivestimento interno non subisce deterioramenti apprezzabili nel tempo, le perdite di carico aumentano per effetto dell'eventuale formazione di incrostazioni; sempre nel regime di transizione, tali perdite, determinate mediante le formule pratiche da (5.24) a (5.38), andranno aumentate da un massimo del 40−45% a un minimo del 5% circa al diminuire di R_e entro il campo specificato in precedenza.

Per le tubazioni tecnicamente lisce (vetroresina, materiali platici, rame ecc.), le perdite di carico dopo molti anni di servizio possono essere calcolate con la formula (5.4) di Colebrook−White con $\epsilon = 0{,}02$ mm e presentano incrementi, rispetto a quelle relative ai tubi nuovi (ϵ=0), che vanno rapidamente diminuendo al diminuire del Numero di Reynolds. Volendo adoperare per tali tubi la formula (5.41) derivata da quella di Blasius, occorrerà prevedere degli incrementi delle perdite che partano da un massimo del 15−20% per R_e dell'ordine di 10^6 e che divengano trascurabili già per R_e intorno a 10^5.

Si fa infine presente che le formule illustrate si riferiscono tutte alle perdite continue per attrito, fra le quali si possono far rientrare, con una minima maggiorazione, quelle dovute alle giunzioni tra i vari tronchi di tubo perfettamente eseguite e poste alle normali distanze, mentre si dovranno computare a parte le perdite di carico localizzate dovute a deviazioni planimetriche o altimetriche realizzate mediante curve, a derivazioni, incroci, pezzi speciali in genere, apparecchiature idrauliche, perdite che, solo per le lunghe condotte di adduzione, sono generalmente di entità trascurabile.

Per il calcolo delle reti di distribuzione urbana tali perdite vengono comunemente conglobate, per semplicità, in quelle distribuite, che vengono cautelativamente maggiorate del 10−20% o vengono determinate assumendo indici di scabrezza un po' più elevati.

5.3 Dimensionamento economico del sistema condotta adduttrice a gravità–serbatoio di compenso

Nel paragrafo 1.6 si è trattato delle variazioni annuali, mensili e giornaliere dei consumi idropotabili e si è visto che nell'arco dell'anno viene richiesta dalle utenze una portata di punta oraria $Q_{hmax} = \alpha_h \bar{Q}$, essendo $\bar{Q}$ la portata media annua e α_h un coefficiente di punta che diminuisce all'aumentare della popolazione servita, per il quale sono stati indicativamente forniti i valori di 2,50−2,00 e 1,70 per centri abitati rispettivamente di media importanza, di importanza medio-alta e di importanza molto grande.

Per soddisfare la richiesta idrica, la rete di distribuzione urbana deve essere dimensionata per la portata Q_{hmax} di punta oraria, mentre la condotta adduttrice può essere dimensionata anche per una portata inferiore, lasciando al serbatoio di compenso il compito di fornire alla rete una portata integrativa, quando la richiesta idrica risulta maggiore della portata in arrivo dall'adduttrice.

Nel paragrafo 1.8, al quale si rimanda, si è riferito dettagliatamente sulla capacità di compenso dei serbatoi urbani, il cui valore è dato dalla (1.24).

La scelta della portata $Q = \varphi \bar{Q}$ (con $1 \leq \varphi \leq \alpha_h$), per la quale è opportuno dimensionare la condotta adduttrice o, più in generale, il complesso delle opere di adduzione, può essere fatta in base a considerazioni di carattere economico.

Si consideri innanzi tutto il caso di una condotta adduttrice funzionante a gravità che serve un solo centro abitato, collegando l'opera di presa al serbatoio di compenso: essendo fissato il carico ΔY disponibile,[1] all'aumentare della portata di dimensionamento aumenta il diametro e quindi il costo della condotta adduttrice, mentre decresce il costo del serbatoio, in quanto diminuisce la capacità di compenso necessaria; esisterà quindi un determinato valore di portata per il quale risulta minima la somma dei costi della condotta e del serbatoio.

Supponendo che la condotta sia dello stesso materiale e della stessa classe di pressione nominale lungo l'intero percorso, il suo costo, per unità di lunghezza, è esprimibile mediante la seguente relazione, su cui si ritornerà dettagliatamente nei prossimi paragrafi:

$$C = a\, D^{\nu} \tag{5.42}$$

dove D è il diametro interno in m, a e ν sono due costanti che dipendono dal tipo di materiale.

Per quanto riguarda il serbatoio, il suo volume totale è dato dalla somma della capacità V_C di compenso, della capacità V_R di riserva e della capacità V_I necessaria per il servizio antincendio (vedasi paragrafo 12.3); ma di tale capacità, solo quella V_C di compenso dipende dalla portata per la quale viene dimensionata la condotta adduttrice. Se si ammette che il costo del serbatoio vari linearmente in funzione del suo volume, il costo C_S relativo al solo volume di compenso è dato dalla:

$$C_S = c_S\, \psi(\varphi)\, 86\,400 \bar{Q} \tag{5.43}$$

dove c_S è il costo dell'unità di volume del serbatoio, che dipende dal tipo strutturale di serbatoio (interrato, seminterrato, in galleria, pensile) e che va determinato in base ad analisi di costo preliminari.

Il costo totale C del sistema condotta–serbatoio di compenso da rendere minimo è quindi il seguente:

$$C = a\, D^{\nu}\, L + c_S\, \psi(\varphi)\, 86\,400 \bar{Q} \tag{5.44}$$

essendo L la lunghezza della condotta. [2]

---

[1] Tale carico è pari al dislivello tra la minima quota liquida nell'opera di presa e la massima quota liquida nel serbatoio, dovendo la condotta adduttrice essere in grado di addurre la portata $\varphi \bar{Q}$ anche nelle ore notturne, quando il serbatoio è pressoché pieno.

[2] Un calcolo un po' più preciso può essere fatto facendo riferimento ai costi annui del serbatoio e della condotta, anziché ai costi effettivi, in quanto le due opere possono avere una durata diversa. Tuttavia, poiché il tasso di interesse è, in genere, molto maggiore di quelli di ammortamento e di manutenzione, il rapporto tra il costo annuo e quello effettivo è pressoché lo stesso per la condotta e il serbatoio, per cui, per semplicità, ci si può senz'altro riferire alla (5.44).

Il diametro D della condotta è legato alla portata di dimensionamento $Q = \varphi \bar{Q}$ tramite la formula di moto, per la quale si assume l'espressione (5.23):[3]

$$J = \frac{b\,(\varphi\,\bar{Q})^2}{D^{\mu}} \tag{5.23'}$$

dove la pendenza J è nota, essendo pari al rapporto tra il carico ΔY disponibile e la lunghezza L della tubazione.

Se si ricava D dalla (5.23′) e lo si sostituisce nella (5.44), si ottiene:

$$C = a\,b^{\frac{\nu}{\mu}}\,\bar{Q}^{\frac{2\nu}{\mu}}\,J^{-\frac{1}{\mu}}\,\varphi^{\frac{2\nu}{\mu}}\,L + c_S\,\psi(\varphi)\,86\,400\,\bar{Q} \tag{5.45}$$

Il costo totale C del sistema è funzione solo di φ e il suo valore minimo può essere determinato per via numerica, assegnando vari valori a φ, trovando i corrispondenti valori di $\psi(\varphi)$ mediante i dati della tabella 1.14 o i grafici delle figure 1.9 e 1.10 e quindi i costi C con la (5.45).

La ricerca del minimo costo può essere fatta anche per via analitica, annullando la derivata rispetto a φ del costo totale:

$$\frac{dC}{d\varphi} = \frac{2\,\nu}{\mu}\,a\,b^{\frac{\nu}{\mu}}\,\bar{Q}^{\frac{2\nu}{\mu}}\,J^{-\frac{1}{\mu}}\,\varphi^{(\frac{2\nu}{\mu}-1)}\,L + c_S\,86\,400\,\bar{Q}\,\frac{d\,\psi(\varphi)}{d\,\varphi} = 0 \tag{5.46}$$

Da cui:

$$-\frac{d\,\psi(\varphi)}{d\,\varphi} = R\,\varphi^{(\frac{2\nu}{\mu}-1)} \tag{5.47}$$

nella quale R è una costante data dalla:

$$R = \frac{2\,\nu\,a\,b^{\frac{\nu}{\mu}}\,\bar{Q}^{(\frac{2\nu}{\mu}-1)}\,L}{\mu\,c_S\,86\,400\,J^{\frac{\nu}{\mu}}} \tag{5.48}$$

La (5.47) può essere risolta nel modo seguente.

Per i tre tipi di centri abitati A, B e C considerati nel capitolo 1, è possibile ricavare graficamente la derivata $\frac{d\psi}{d\varphi}$ dalle curve $\psi = \psi(\varphi)$ riportate nelle figure 1.9 e 1.10; tale derivata risulta sempre negativa, essendo la $\psi = \psi(\varphi)$ decrescente. Si possono quindi costruire le curve che rappresentano l'andamento di $log\,(-\frac{d\psi}{d\varphi})$ in funzione di $log\,\varphi$ per i tre tipi di centro abitato (figura 5.2).

Esprimendo allora la (5.47) in coordinate logaritmiche si ha:

---

[3] La (5.23) è valida per il regime di moto assolutamente turbolento; per il regime di transizione si può ancora adoperare una delle formule monomie da (5.24) a (5.38) e per il regime di tubi lisci la (5.41) o la (5.41′). Perciò la trattazione che segue conserva la sua validità anche per tali regimi, assumendo gli opportuni valori per i coefficienti b e μ e introducendo per l'esponente della portata un coefficiente $\alpha < 2$.

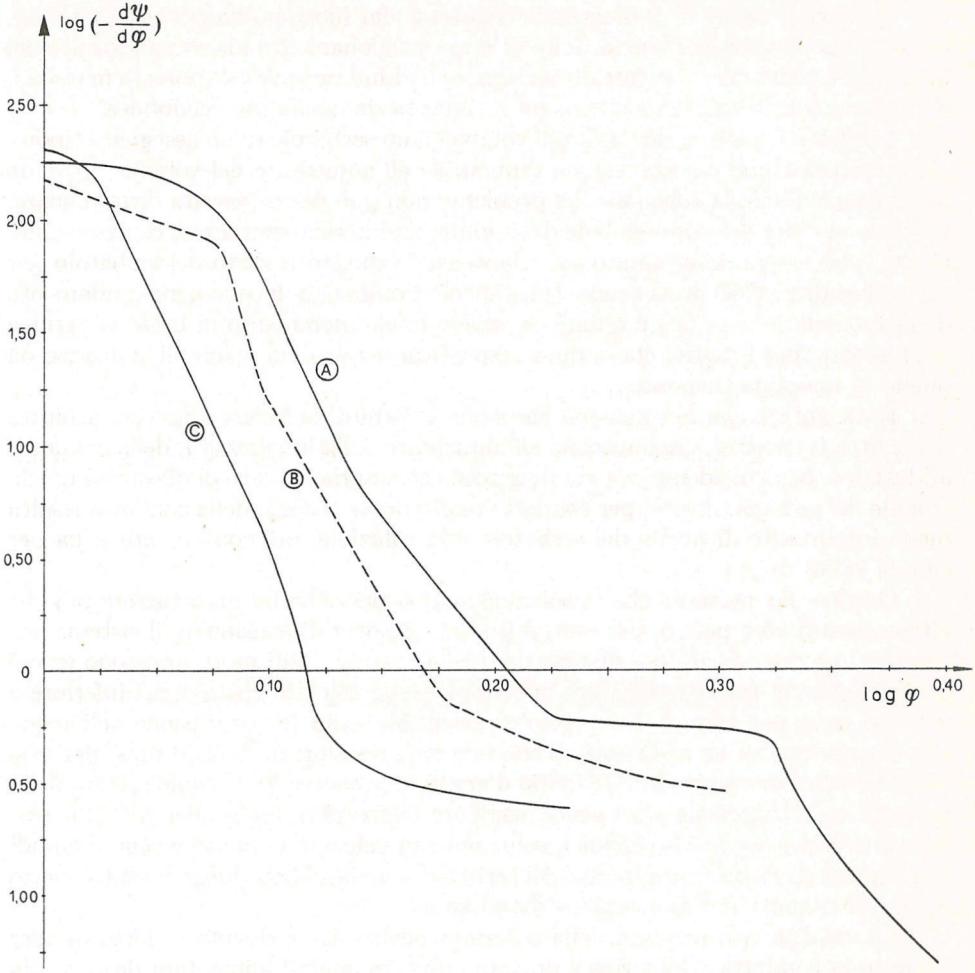


Fig. 5.2 Andamento della funzione $log\,(\frac{d\psi}{d\varphi})$ in funzione di $log\,\varphi$ per città di media importanza (A), di importanza medio-alta (B) e di importanza molto grande (C).

$$log\left[-\frac{d\psi(\varphi)}{d\varphi}\right] = log\,R + \left(\frac{2\nu}{\mu} - 1\right) log\,\varphi \tag{5.49}$$

la (5.49) è l'equazione di una retta di coefficiente angolare $(\frac{2\nu}{\mu} - 1)$ negativo, in quanto μ assume sempre valori molto prossimi a 5 e ν valori massimi di 1,4÷1,5; l'intersezione di tale retta con la curva $log\,(-\frac{d\psi(\varphi)}{d\varphi}) = f\,(log\,\varphi)$ della figura 5.2, relativa al tipo di centro abitato che si considera, fornisce il valore di $log\,\varphi$ e quindi di φ che risolve il problema. Dalla (5.23′) e dalla (1.24) si ricavano poi il diametro

interno D (teorico) e la capacità di compenso del serbatoio.

Qualora il valore di φ determinato dovesse dar luogo a una portata $\varphi\bar{Q}$ maggiore di quella massima che la fonte di approvvigionamento idrico può fornire nei mesi estivi, risulta conveniente dimensionare l'adduttrice per tale portata massima, adottando così la soluzione che meno si discosta da quella più economica.

In effetti il costo c_S dell'unità di volume di un serbatoio di un'assegnata tipologia strutturale non è costante, ma diminuisce all'aumentare del volume. Volendo tener conto di ciò, la soluzione del problema non può essere trovata direttamente; il valore minimo del costo globale del sistema adduttrice–serbatoio, espresso dalla (5.44), può essere determinato solo dopo aver valutato il costo del serbatoio per vari valori di φ. Così procedendo, si ha anche il vantaggio di conoscere l'andamento della funzione $C = C(\varphi)$ e quindi di sapere quale incremento di costo si verifica se si adotta, per i motivi che saranno esposti in seguito, un valore di φ diverso da quello di massima economia.

È da notare che la soluzione numerica è fornita da valori di φ che, a parità delle altre grandezze, diminuiscono all'aumentare della lunghezza L della condotta adduttrice, per l'incidenza via via maggiore che assume il costo di questa su quello globale del sistema; invece, per condotte molto brevi, il costo della condotta risulta meno importante di quello del serbatoio e la soluzione più conveniente si ha per elevati valori di φ.

Occorre far presente che la soluzione cui si perviene ha un carattere più che altro orientativo e perciò, per motivi pratici, si potrà dimensionare il sistema anche per una portata un po' diversa da quella trovata. Tali motivi possono essere di vario genere: esigenza di avere in condotta una velocità che non sia inferiore a 0,4÷0,5 m/s, per evitare il deposito di eventuali solidi in sospensione nell'acqua e la formazione di incrostazioni, e che non superi valori di 2÷2,50 m/s, per non avere elevate sovrappressioni di colpo d'ariete, per contenere l'azione erosiva della corrente sulla tubazione e per avere maggiore sicurezza di tenuta dei giunti; necessità di evitare, per motivi igienici, soluzioni con valori di φ molto piccoli e quindi con enormi capacità di compenso dei serbatoi, che darebbero luogo a tempi molto lunghi di ritenuta dell'acqua nei serbatoi stessi.

La validità non assoluta della soluzione economica è dovuta al fatto di aver ritenuto la condotta adduttrice a portata costante, quindi alimentata da una sola opera di presa e con un unico centro abitato da servire e costituita, nell'intero percorso, da un unico materiale, condizioni che spesso non si verificano nella realtà, specie per i grandi sistemi idrici.

Nel caso di reti di adduzione ramificate, costituite da più tratti di diverso materiale e con portate diverse, il problema diviene enormemente più complesso, come si vedrà nei paragrafi successivi. Analogamente risulta più difficile risolvere il problema quando l'adduttrice è a sollevamento meccanico; tale argomento sarà affrontato dopo aver trattato le condotte a sollevamento.

5.4 Problemi di verifica delle reti di adduzione ramificate

Una rete idraulica è costituita da un insieme di tubazioni collegate fra loro. Per rete ramificata si intende una rete del tipo aperto, cioè priva di maglie chiuse, costituita da un insieme di tratti di tubazione, che, ai fini delle verifiche idrauliche,

si differenziano l'uno dall'altro o per la portata defluente o per il diametro o per la scabrezza. I tratti sono fra loro collegati in punti detti nodi; ogni nodo può collegare due o più tratti.

Gli estremi liberi o punti di estremità della rete sono quelli in cui un tratto ha origine o termine ed è nota la quota piezometrica. Si dimostra facilmente che se t è il numero dei tratti ed e il numero di estremi liberi, il numero dei nodi è $n = t - e + 1$ (si osservino, per esempio, le figure 5.3, 5.10 e 5.12).

Nel caso di presenza nella rete di impianti di sollevamento o di produzione di energia, sono da considerare come nodi anche i punti in cui tali impianti sono inseriti.

A volte può far comodo distinguere i tratti della rete in intermedi, che sono quelli che hanno entrambi gli estremi collegati a dei nodi e in tratti terminali o di estremità, che hanno un estremo collegato a un nodo mentre l'altro estremo è costituito da un'estremità libera.

Il problema di verifica delle reti ramificate consiste nella determinazione delle portate defluenti nei vari tratti, una volta noti i diametri, le lunghezze e le scabrezze dei tratti stessi e le quote piezometriche agli estremi liberi. Per la risoluzione si può distinguere il caso di reti funzionanti esclusivamente a gravità da quello di reti con uno o più tratti a sollevamento meccanico.

5.5 Verifica delle reti funzionanti a gravità

Risultano incognite le portate Q defluenti nei t tratti della rete e le quote piezometriche degli n nodi; il numero delle incognite è perciò uguale a $t + n$.

Per ogni tratto si può scrivere un'equazione di moto del tipo:

$$J = b\,Q^2\,D^{-\mu} \tag{5.50}$$

dove i coefficienti b e μ dipendono dal tipo di formula scelta fra quelle illustrate in precedenza. Si è più volte detto che l'esponente della portata è pari a 2 solo se il moto è assolutamente turbolento; ma la trattazione che segue risulta valida anche per gli altri regimi di moto, introducendo un esponente $\alpha < 2$ al posto di 2.

In ogni nodo si può scrivere un'equazione di continuità:

$$\sum Q_{iA} = \sum Q_{iP} \tag{5.51}$$

dove la sommatoria al primo membro va estesa alle condotte in arrivo e quella al secondo membro alle condotte in partenza dal nodo.

Il numero delle equazioni risulta perciò uguale a quello delle incognite, per cui si può pervenire alla soluzione del problema mediante un procedimento di iterazioni successive, che, a seconda dei casi, può convergere più o meno rapidamente. Tale procedimento viene illustrato con un semplice esempio numerico.

Esemplificazione numerica

Si abbia la rete di adduzione ramificata costituita da 7 tratti e dai 3 nodi B—D—F, la quale consente di addurre ai serbatoi C—G—H le portate derivate dalle opere di presa A e E (figura 5.3). Gli elementi noti della rete sono riportati di seguito alla figura 5.3; si vogliono determinare le portate nei vari tronchi, sapendo che la rete è in servizio da molti anni.

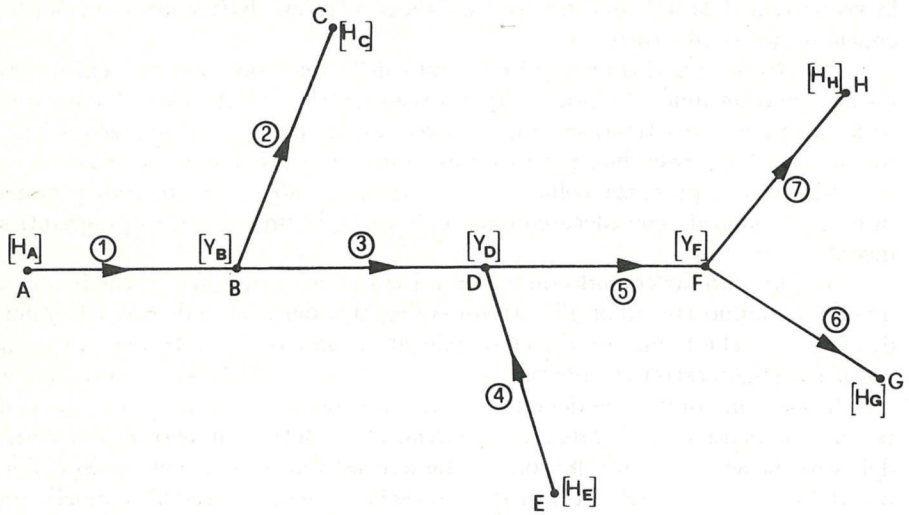


Fig. 5.3 Rappresentazione della rete dell'esemplificazione numerica.

$H_A = 600$ m ;	$L_1 = 5000$ m ;	$D_1 = 400$ mm
$H_C = 510$ m ;	$L_2 = 3400$ m ;	$D_2 = 300$ mm
	$L_3 = 4600$ m ;	$D_3 = 362{,}6$ mm
$H_E = 530$ m ;	$L_4 = 2800$ m ;	$D_4 = 514$ mm
	$L_5 = 6600$ m ;	$D_5 = 615{,}2$ mm
$H_G = 430$ m ;	$L_6 = 5800$ m ;	$D_6 = 390{,}4$ mm
$H_H = 410$ m ;	$L_7 = 6500$ m ;	$D_7 = 441$ mm

Materiali: tratti 1 e 2 cemento amianto, tratti 3—4—5 ghisa sferoidale con rivestimento interno cementizio, tratti 6 e 7 acciaio con rivestimento interno bituminoso.

Si stabilisce innanzi tutto di calcolare le perdite di carico mediante le seguenti formule:

$$J = 0,00114\, Q^{1,786}\, D^{-4,786} \tag{5.33'}$$

(formula (5.33) di Scimeni per tubi di cemento amianto; perdite di carico maggiorate del 25% rispetto ai tubi nuovi);

$$J = 0,00103\, Q^2\, D^{-5,333} \tag{5.21''}$$

(ghisa sferoidale con rivestimento interno cementizio; formula (5.18) con β calcolato con la (5.21) per K=100 m$^{1/3}$ s^{-1});

$$J = 0,00085\, Q^2\, D^{-5,333} \tag{5.21'''}$$

(acciaio con rivestimento interno bituminoso a spessore; formula (5.18) con β calcolato con la (5.21) per K=110 m$^{1/3}$ s^{-1});

Si è supposto, per semplicità, che nei tratti con tubazioni di ghisa sferoidale e d'acciaio il moto sia assolutamente turbolento, dal momento che i diametri sono piuttosto grandi; tale ipotesi verrà verificata a posteriori.

Si effettua un primo tentativo partendo da un valore della pendenza piezometrica nel tratto 1 $J_1 = 0,0107$, pari alla pendenza piezometrica media lungo l'intero percorso compreso tra le estremità A e C. Con tale valore di J_1 si ottiene successivamente:
Q_1=0,301 m^3/s (ottenuta mediante la $(5.33')$); $Y_B = H_1 - J_1\, L_1 = 546,50$ m; $J_2 = (Y_B - H_C)/L_2 = 0,0107$; Q_2=0,139 m^3/s (ottenuta mediante la $(5.33')$); $Q_3 = Q_1 - Q_2$=0,162 m^3/s; $J_3 = 0,00605$ (ottenuta mediante la $(5.21'')$);$Y_D = Y_B - J_3\, L_3 = 518,67$ m; $J_4 = (H_E - Y_D)/L_4 = 0,00405$; Q_4=0,336 m^3/s (ottenuta con la $(5.21'')$); $Q_5 = Q_3 + Q_4 = 0,498$ m^3/s; $J_5 = 0,00341$ (ricavata mediante la $(5.21'')$); $Y_F = Y_D - J_5\, L_5 = 496,16$ m; $J_6 = (Y_F - H_G)/L_6 = 0,01141$; $Q_6 = 0,298$ m^3/s (ricavata con la $(5.21''')$); $Q_7 = Q_5 - Q_6 = 0,200$ m^3/s; $J_7 = 0,00268$ (ottenuto con la $(5.21''')$); si perviene quindi a una quota piezometrica all'estremo H $H_H = Y_F - J_7\, L_7 = 478,74$ m, che è maggiore di 68,74 m rispetto a quella effettiva H_H=410 m.

Ciò significa che con le portate corrispondenti alla J_1 di 1° tentativo si ha lungo il percorso dall'estremo A all'estremo H della rete una dissipazione di carico inferiore al carico $H_A - H_H$ disponibile, perciò la successiva iterazione di calcolo va effettuata partendo da un valore di tentativo di J_1 un po' maggiore di quello di 1° tentativo

Procedendo successivamente nel modo visto sopra, si perviene rapidamente alla soluzione del problema, che si ha per un valore di $J_1 = 0,0113$, in corrispondenza del quale si hanno i seguenti valori delle altre grandezze, ricavati successivamente mediante le stesse equazioni applicate nel caso di 1° tentativo:
Q_1=0,310 m^3/s; Y_B=543,50 m; J_2=0,00985; Q_2=0,133 m^3/s;
Q_3=0,177 m^3/s; J_3=0,00723; Y_D=510,24 m; J_4=0,00732;
Q_4=0,452 m^3/s; Q_5=0,629 m^3/s; J_5=0,00543; Y_F=474,39 m;
J_6=0,00765; Q_6=0,244 m^3/s; Q_7=0,385 m^3/s; J_7=0,00992;
H_H=409,91 m che è inferiore di solo 0,09 m al valore effettivo di H_H, per cui i valori sopra riportati sono quelli che risolvono il problema.

Il Numero di Reynolds R_e nei tronchi di ghisa sferoidale e d'acciaio varia tra circa $6,2\,10^5$ e $1,3\,10^6$; per tali valori di R_e e per le scabrezze relative ϵ/D che si ottengono con valori di ϵ indicati nella tabella 5.1 per le tubazioni dei materiali in esame, in servizio da molto tempo, si osserva dal diagramma della figura 5.1 che effettivamente nei tronchi 3–4–5–6–7 della rete si può ritenere raggiunto il moto assolutamente turbolento, per cui è giustificata l'applicazione delle formule $(5.21'')$ e $(5.21''')$.

5.5.1 Verifica delle reti ramificate di tipo più complesso

Nella rete della figura 5.3 è individuabile la percorrenza A–B–D–F–G, dalla quale partono delle diramazioni aventi all'altra estremità una quota piezometrica nota (o arrivano diramazioni con la quota piezometrica nota all'estremità di partenza).

Esistono delle reti ramificate più complesse (come per esempio quella della figura 5.4), che non soddisfano la condizione predetta. Nella rete della figura 5.4, se si assume come principale la percorrenza A–B–F–L–N, si vede che dal nodo B ha origine un tratto (tratto 2) collegato all'altro estremo con un altro nodo (nodo C) e al nodo F arriva un tratto (tratto 8) collegato all'altra estremità con un altro

nodo (nodo G). Tali reti sono più complesse e il procedimento di verifica richiede delle iterazioni più lunghe.

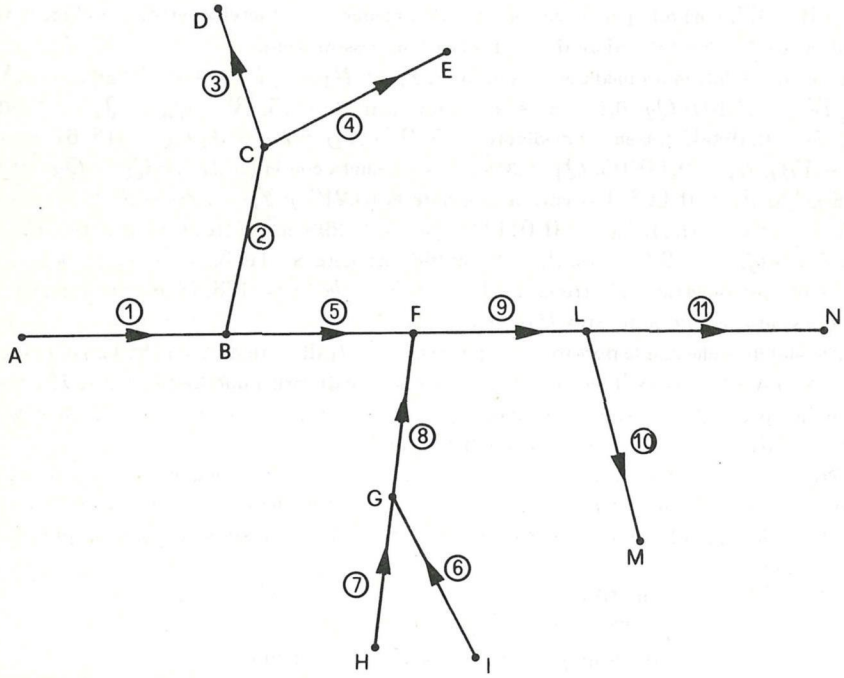


Fig. 5.4 Rete ramificata di tipo complesso.

Per esempio, per la rete della figura 5.4, si può procedere nel seguente modo. Fissata una portata Q_1 di tentativo per il 1° tratto, si determina la quota piezometrica Y_B; si fissa a questo punto una portata di tentativo Q_2 che permette di calcolare la quota piezometrica Y_C e quindi, con l'equazione di moto, applicata al tratto 3, la portata Q_3. Con l'equazione di continuità al nodo C si ricava la Q_4 e successivamente, con l'equazione di moto relativa al tratto 4, si calcola la quota piezometrica H_E, che risulta in genere diversa da quella reale. Occorre perciò fissare successive portate Q_2 di tentativo, finché non si perviene con i calcoli a una quota H_E sufficientemente prossima a quella reale; dopo di che, con l'equazione di continuità al nodo B, si calcola la portata Q_5 nel tratto 5 e quindi la quota piezometrica Y_F.

A questo punto occorre effettuare successivi tentativi per determinare le portate nei tratti 6–7–8. Fissata una portata Q_6 si determina la quota piezometrica Y_6 e quindi, con l'equazione di moto, relativa al tratto 7, la portata Q_7; l'equazione di continuità applicata al nodo G consente di determinare la portata Q_8. Con l'equazione di moto applicata al tratto 8 si perviene a una quota piezometrica Y_F che risulta in genere diversa da quella trovata in precedenza, per cui dovranno

essere effettuate successive iterazioni, partendo da valori diversi della portata Q_6, finché non si giunge a una quota Y_F del nodo F che si discosta molto poco da quella determinata in precedenza partendo dalla quota piezometrica Y_B del nodo B e applicando la formula di moto al tratto 5.

Fatto ciò, si può determinare la portata Q_9 mediante l'equazione di continuità al nodo F e quindi la quota piezometrica Y_L del nodo L, applicando l'equazione di moto al tratto 9. Sempre con l'equazione di moto si calcola poi la portata Q_{10} e, con l'equazione di continuità al nodo L, la portata Q_{11}. Mediante l'equazione di moto applicata al tratto 11 si giunge a una quota piezometrica H_N di calcolo che risulta generalmente diversa da quella reale, per cui occorrerà effettuare successive iterazioni, partendo da diversi valori della portata Q_1 nel primo tratto.

Come si vede, il procedimento di calcolo è lo stesso di quello illustrato per la verifica delle reti di adduzione ramificate a gravità più semplici (del tipo cioè di quella della figura 5.3); la differenza sta nel fatto che, per le reti più complesse, per portare a compimento un'iterazione di calcolo partendo da un valore di tentativo delle portata Q_1 nel 1° tratto, è necessario effettuare delle iterazioni di calcolo in parallelo per determinare le portate in alcuni tratti appartenenti a ramificazioni della rete.

5.6 Verifica delle condotte a sollevamento meccanico

In una condotta funzionante a sollevamento meccanico, la potenza P della pompa, che consente il sollevamento di una data portata Q, è espressa dalla (figura 5.5):

$$P = \frac{9,81\,Q\,H}{\eta} \tag{5.52}$$

con η rendimento della pompa in corrispondenza del suo punto di funzionamento, H prevalenza in m, Q in m^3/s e P in Kw.[4]

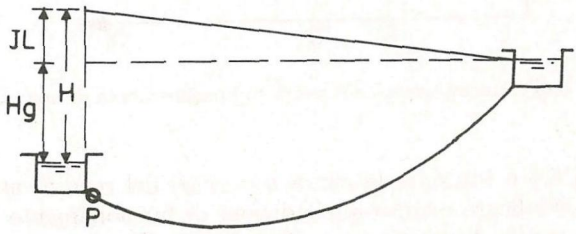


Fig. 5.5 Condotta funzionante a sollevamento meccanico.

La prevalenza H della pompa è pari alla prevalenza geodetica H_g (differenza tra la quota liquida nella vasca di arrivo e quella nella vasca di partenza) aumentata

(4) Per maggiori dettagli sulla (5.52) si veda il capitolo 10.

della perdita di carico in condotta, che, trascurando le perdite localizzate, è uguale a $J\,L$. Introducendo per J una formula del tipo (5.23) risulta:

$$H = H_g + \frac{b\,L}{D^{\mu}}\,Q^2 \tag{5.53}$$

Per una condotta di assegnati diametro e lunghezza, la (5.53) esprime la legge di variazione della prevalenza H in funzione della portata Q sollevata ed è detta curva caratteristica esterna $(H-Q)_e$ dell'impianto: secondo tale legge, la prevalenza risulta crescente con la portata. La pompa installata è d'altra parte dotata di una propria curva caratteristica, detta caratteristica interna $(H-Q)_i$, la quale dipende dal tipo di pompa e, tranne casi del tutto particolari, è tale che la prevalenza H risulta decrescente all'aumentare della portata Q.

Poiché la prevalenza e la portata sollevata dalla pompa devono assumere gli stessi valori che tali grandezze hanno nella condotta premente, il punto di funzionamento del sistema sarà quello P di incontro delle due suddette curve caratteristiche, per cui la portata sollevata è $\bar{Q}$ e la prevalenza $\bar{H}$ (figura 5.6).

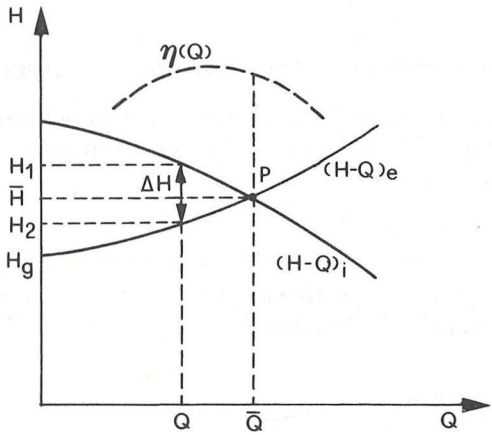


Fig. 5.6 Determinazione del punto di funzionamento di una pompa.

Nella figura 5.6 è tracciata la curva $\eta = \eta(Q)$ del rendimento della pompa, che permette di verificare quanto le condizioni di funzionamento della macchina si discostano da quelle di massimo rendimento. Se la curva caratteristica $(H-Q)_i$ della pompa è esprimibile mediante un'equazione matematica, il punto di funzionamento può essere determinato anche per via analitica.

Dall'esame della figura 5.6 si osserva che non è possibile il deflusso di portate $Q > \bar{Q}$, perché queste darebbero luogo a un punto della curva caratteristica esterna $(H-Q)_e$ più elevato di quello della caratteristica interna $(H-Q)_i$ e ciò significa che sarebbero necessarie delle prevalenze superiori a quelle che la pompa è in grado di fornire.

È invece possibile il deflusso di una qualsiasi portata $Q < \bar{Q}$, introducendo una

valvola di regolazione o un qualsiasi altro organo che, al deflusso della portata Q dia luogo in condotta a una dissipazione di carico ΔH pari alla differenza tra la prevalenza H_1 che fornisce la pompa per la suddetta portata Q e la prevalenza H_2 effettivamente necessaria (figura 5.6).

5.7 Caso di più pompe o di più condotte in serie, o in parallelo o in serie–parallelo

Il punto di funzionamento di un impianto a sollevamento meccanico viene determinato con lo stesso procedimento descritto sopra anche nel caso di più pompe o di più condotte disposte in serie, in parallelo o in serie–parallelo; si tratta di determinare la caratteristica interna $(H - Q)_i$ del complesso delle pompe e quella esterna $(H - Q)_e$ relativa alle varie condotte installate e trovare successivamente il punto di incontro delle suddette curve caratteristiche, che rappresenta il punto di funzionamento del sistema.

5.7.1 Determinazione della caratteristica interna $(H - Q)_i$

Si considerano separatamente i tre casi di pompe in serie, di pompe in parallelo e di pompe in serie-parallelo

5.7.2 Pompe in serie

Quando due o più pompe lavorano in serie, una data portata Q, dopo essere transitata attraverso la prima pompa e avere raggiunto una prevalenza H_1, transita attraverso la seconda pompa che le trasmette un'ulteriore prevalenza H_2, e così via per le successive altre pompe. Perciò, per una determinata portata Q sollevata, si avrà una prevalenza H che è pari alla somma delle prevalenze che hanno le varie pompe per quella portata: la curva caratteristica globale delle pompe si ottiene quindi per punti, facendo corrispondere a una generica portata Q una prevalenza H che è la somma delle prevalenze di tutte le pompe.

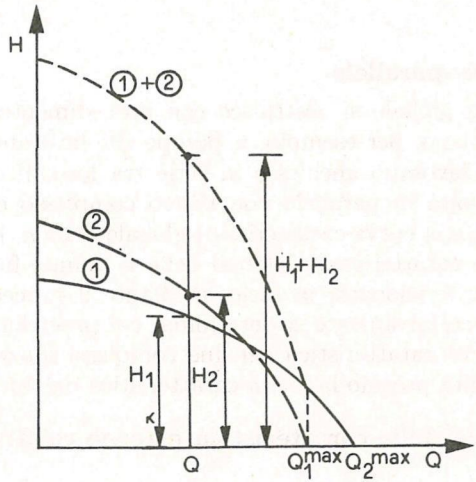


Fig. 5.7 Curva caratteristica di due pompe funzionanti in serie.

Nella figura 5.7 è tracciata, a titolo di esempio, la curva caratteristica relativa a due pompe funzionanti in serie; per portate Q comprese tra quelle massime Q_{1max} e Q_{2max} delle due pompe, la curva caratteristica complessiva coincide con quella della pompa che è in grado di sollevare la portata maggiore Q_{2max}.

5.7.3 Pompe in parallelo

In questo caso, a parità di prevalenza H, la portata complessivamente sollevata è pari alla somma delle portate di ciascuna pompa; la curva caratteristica globale si ottiene perciò anche ora per punti, facendo corrispondere a una generica prevalenza H una portata Q pari alla somma delle portate delle varie macchine.

Nella figura 5.8 è tracciata la curva caratteristica di due pompe in parallelo; per prevalenze comprese tra quelle massime H_{1max} e H_{2max} delle due pompe (prevalenze a mandata chiusa), la curva caratteristica del sistema coincide con quella della pompa che ha maggiore prevalenza H_{2max}.

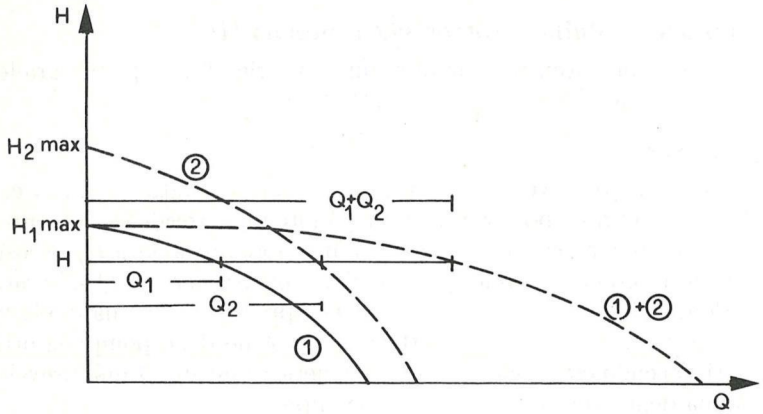


Fig. 5.8 Curva caratteristica di due pompe funzionanti in parallelo.

5.7.4 Pompe in serie–parallelo

La curva caratteristica globale si costruisce con procedimento analogo a quelli sopra descritti. Si abbiano, per esempio, n pompe che lavorano in serie tra loro e altre m pompe che lavorano anch'esse in serie tra loro; il complesso delle n pompe lavora a sua volta in parallelo con l'altro complesso costituito dalle m pompe. Per determinare la curva caratteristica globale delle $n + m$ pompe, basta trovare prima le curve caratteristiche globali delle n pompe funzionanti in serie e delle m pompe pure funzionanti in serie, mediante il procedimento descritto nel paragrafo 5.7.2; successivamente si determina, col procedimento indicato nel paragrafo 5.7.3, la curva caratteristica dei due complessi funzionanti fra loro in parallelo, che rappresenta proprio la curva caratteristica dell'intero sistema.

5.7.5 Determinazione della caratteristica esterna relativa a un sistema di condotte

Anche in questo caso occorre distinguere come sono disposti i vari tronchi di

tubazione. Se si hanno più tronchi successivi ciascuno di lunghezza, diametro e scabrezza diversi (disposizione in serie), la curva caratteristica esterna $(H-Q)_e$ andrà determinata tenendo conto che, per una data portata, si sommano le perdite di carico nei vari tronchi, per cui l'equazione di tale curva è la seguente:

$$H = H_g + \sum_i \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu_i}}\, Q^2 \tag{5.54}$$

dove la sommatoria è estesa ai successivi tratti di tubazione.

Un po' più complessa è la determinazione della curva caratteristica esterna nel caso di più condotte di caratteristiche diverse funzionanti in parallelo.

Si abbiano n condotte di lunghezza, diametro e scabrezza diverse, disposte in parallelo tra loro, che uniscono due nodi A e B, fra i quali esiste una differenza di carico ΔY (figura 5.9).

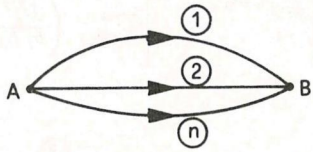


Fig. 5.9 Esempio di condotte in parallelo.

Si potrà scrivere:

$$\Delta Y = \frac{b_1\, Q_1^2\, L_1}{D_1^{\mu_1}} = \frac{b_2\, Q_2^2\, L_2}{D_2^{\mu_2}} = \cdots = \frac{b_n\, Q_n^2\, L_n}{D_n^{\mu_n}} \tag{5.55}$$

La portata Q_i del generico tronco risulta:

$$Q_i = (\Delta Y)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{D_i^{\mu_i}}{b_i\, L_i}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{5.56}$$

e quindi la portata globale Q è la seguente:

$$Q = \sum_i Q_i = (\Delta Y)^{\frac{1}{2}} \sum_i \left(\frac{D_i^{\mu_i}}{b_i\, L_i}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{5.57}$$

da cui:

$$\Delta Y = \frac{Q^2}{\left[\sum_i \left(\frac{D_i^{\mu_i}}{b_i\, L_i}\right)^{\frac{1}{2}}\right]^2} \tag{5.58}$$

Quindi, se H_G è la prevalenza geodetica tra i punti A e B, la curva caratteristica esterna $(H-Q)_e$ delle n condotte in parallelo risulta:

$$H = H_G + \frac{Q^2}{\left[\sum_i \left(\frac{D_i^{\mu_i}}{b_i\, L_i}\right)^{\frac{1}{2}}\right]^2} \tag{5.59}$$

Nel caso in cui ci sia un certo numero di tronchi in serie e un altro numero di tronchi in parallelo, la curva caratteristica esterna $(H - Q)_e$ si ottiene avendo presente che per ogni valore di portata Q si sommano le perdite di carico che si hanno nei successivi tronchi in serie con le perdite di carico che si hanno in ciascun complesso di tronchi in parallelo. Per esempio, nel caso di m tronchi in serie, fra i quali è inserita una serie di n tronchi in parallelo (figura 5.10) risulta:

$$H = H_G + \left\{ \sum_{i=1}^{m} \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu_i}} + \frac{1}{\left[\sum_{j=1}^{n} \left(\frac{D_j^{\mu_j}}{b_j\, L_j}\right)^{\frac{1}{2}}\right]^2} \right\} Q^2 \tag{5.60}$$

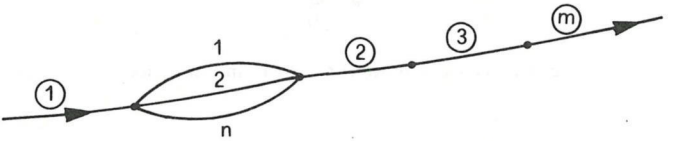


Fig. 5.10 Esempio di una serie di tratti in parallelo inseriti tra una serie di tratti di tubazioni in serie.

5.7.6 Punto di funzionamento di un sistema costituito da più pompe e da più tronchi di tubazione comunque disposti

Il punto di funzionamento di un sistema a sollevamento meccanico, costituito da un certo numero di pompe comunque disposte fra loro e da un certo numero di tronchi di tubazione collegati tra loro in un qualsiasi modo, è dato dal punto di incontro delle curve caratteristiche globali interna $(H - Q)_i$ ed esterna $(H - Q)_e$ del sistema, che possono essere determinate con i vari procedimenti indicati nei precedenti paragrafi.

5.8 Verifica delle reti addutrici ramificate, con tratti funzionanti a gravità e tratti a sollevamento meccanico

In questo caso le incognite da determinare sono le portate Q dei vari tratti e le quote piezometriche dei nodi, fra i quali vanno considerati anche i punti in cui sono ubicati gli impianti di sollevamento; infatti, quando un impianto di sollevamento è installato in corrispondenza di un estremo libero, risulta incognita la quota piezometrica subito a valle di questo, mentre quando è ubicato lungo un tratto $A - B$ della rete, può considerarsi come incognita il salto piezometrico ΔH, pari alla prevalenza dell'impianto (figura 5.11).

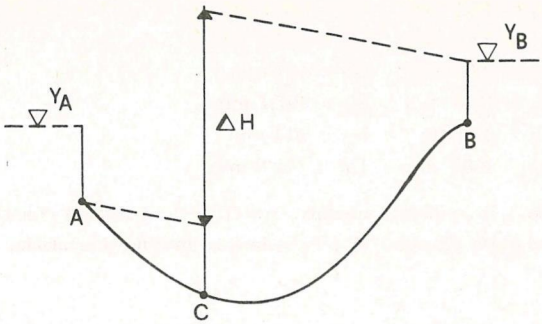


Fig. 5.11 Impianto di sollevamento inserito in un punto intermedio di una tubazione.

Per ciascun impianto è disponibile un'equazione che rappresenta il legame tra la portata Q e la prevalenza H dell'impianto stesso (curva caratteristica interna), sotto forma analitica o grafica; per tutti gli altri nodi sono disponibili le equazioni di continuità (5.51), mentre per ciascun tratto della rete è disponibile un'equazione di moto del tipo (5.50). In definitiva, quindi, il numero delle equazioni è anche in questo caso $t + n$ e risulta pari a quello delle incognite, per cui è possibile la risoluzione del problema.

Anche ora si procede mediante successive iterazioni di calcolo, che consistono nell'assegnare un valore di tentativo alla portata in un tratto o alla quota piezometrica in uno dei nodi, nel determinare quindi tutte le altre incognite, per poi verificare se le quote piezometriche in tutti i punti di estremità risultano esatte o meno; i tentativi di calcolo proseguono fino a che tale verifica non ha esito positivo. Un esempio numerico serve a chiarire meglio il procedimento.

Esemplificazione numerica

Si abbia la rete di adduzione ramificata rappresentata nella figura 5.12 in servizio da molti anni e costituita da 6 tratti; in corrispondenza del nodo C è installata una stazione di sollevamento meccanico, costituita da 2 pompe poste in serie tra loro e da una terza pompa in parallelo con le prime due. Le curve caratteristiche delle tre pompe sono rappresentate nella figura 5.13.

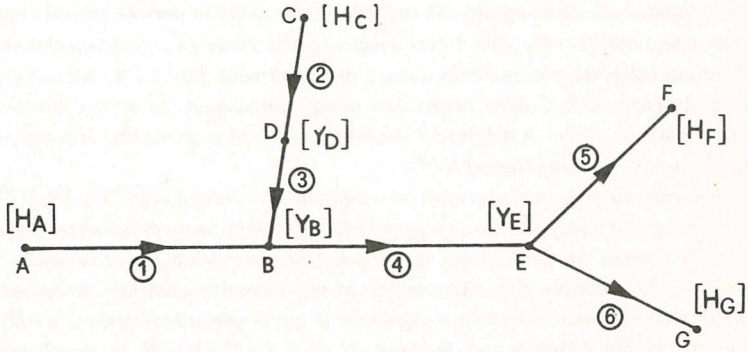


Fig. 5.12 Rete dell'esemplificazione numerica.

$H_A = 440$ m ;	$L_1 = 4000$ m ;	$D_1 = 500$ mm
$H_C = 280$ m ;	$L_2 = 2000$ m ;	$D_2 = 495{,}4$ mm
	$L_3 = 5000$ m ;	$D_3 = 441$ mm
	$L_4 = 3500$ m ;	$D_4 = 597{,}4$ mm
$H_F = 360$ m ;	$L_5 = 3000$ m ;	$D_5 = 514$ mm
$H_G = 370$ m ;	$L_6 = 1600$ m ;	$D_6 = 412{,}8$ mm

Materiali: tratto 1 in cemento amianto, tratti 2—3—4 acciaio con rivestimento interno a spessore, tratti 5 e 6 ghisa sferoidale con rivestimento interno cementizio.

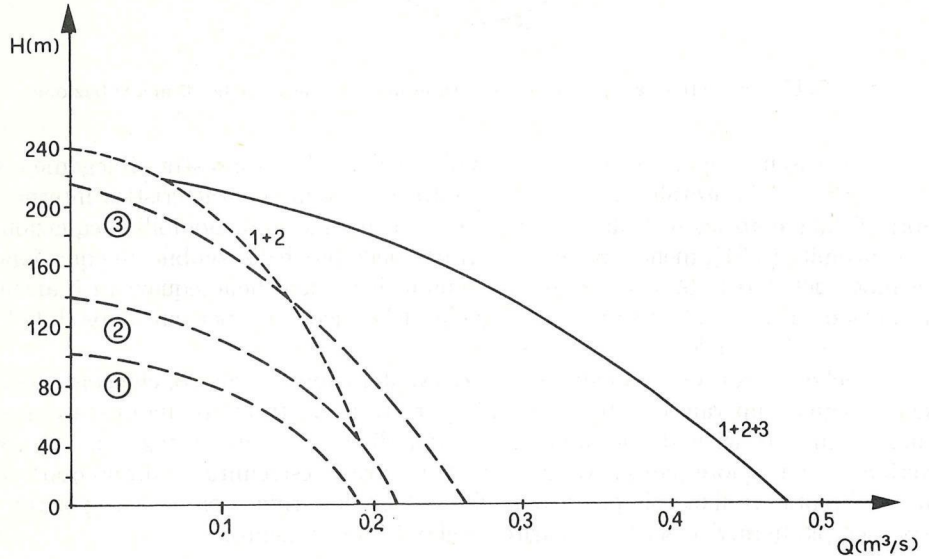


Fig. 5.13 Curve caratteristiche interne delle pompe dell'impianto di sollevamento.

La rete consente di addurre le portate derivate dalle opere di presa A e C ai serbatoi F e G; di seguito alla figura 5.12 sono riportati i diametri, le lunghezze, i materiali delle tubazioni dei vari tratti e le quote piezometriche negli estremi liberi. La quota H_C è ovviamente quella a monte dell'impianto di sollevamento. Si vogliono determinare le portate nei vari tratti.

Si procede, innanzi tutto, alla determinazione della curva caratteristica globale $(H - Q)_i$ dell'impianto di sollevamento, secondo quanto detto nel paragrafo 5.7.4. Allo scopo, si è prima determinata la curva $1 + 2$ delle prime due pompe funzionanti in serie e successivamente la curva caratteristica $1 + 2 + 3$ dell'intero impianto, tenendo presente che la terza pompa lavora in parallelo con le prime due (figura 5.13).

Per le perdite di carico nei vari tratti si adoperano le equazioni $(5.33')$, $(5.21'')$ e $(5.21''')$ in precedenza riportate per le tubazioni in servizio, rispettivamente di cemento amianto, di ghisa sferoidale e di acciaio. In questo caso non è possibile costruire a priori la curva caratteristica esterna $(H - Q)_e$ relativa ai tratti a sollevamento meccanico nel loro complesso; per poter costruire tale curva occorrerebbe infatti conoscere la quota piezometrica nel nodo B, per cui, per ogni valore di portata defluente nei due tratti in serie C—D e D—B, la prevalenza H sarebbe data dalla (5.54), ponendo $H_g = Y_B - H_C$.

Per giungere rapidamente alla soluzione del problema, è conveniente partire da un valore di tentativo Q_2 della portata sollevata dall'impianto di sollevamento, che consente di conoscere il punto di funzionamento dell'impianto stesso.

Si fissa come 1° tentativo un valore di $Q_2 = Q_3 = 0{,}250$ m^3/s, al quale corrisponde, sulla curva caratteristica globale dell'impianto una prevalenza $H = 160$ m (figura 5.13). Si ha quindi successivamente: $Y_C = H_C + 160 = 440$ m (quota piezometrica subito a valle delle pompe); $J_2 = 0{,}002250$ e $J_3 = 0{,}004183$ (determinati mediante la $(5.21''')$); $Y_B = Y_C - (J_2\,L_2 + J_3\,L_3) = 415{,}99$ m; $J_1 = (H_A - Y_B)/L_1 = 0{,}006128$; $Q_1 = 0{,}400$ m^3/s (determinata con la $(5.33')$); $Q_4 = Q_1 + Q_3 = 0{,}650$ m^3/s; $J_4 = 0{,}005603$ (calcolata con la (5.21"')); $Y_E = Y_B - J_4\,L_4 = 395{,}88$ m; $J_5 = (Y_E - H_F)/L_5 = 0{,}011960$; $Q_5 = 0{,}578$ m^3/s (determinata con la $(5.21'')$); $Q_6 = Q_4 - Q_5 = 0{,}072$ m^3/s; mediante la $(5.21'')$ si determina quindi per il tratto 6 una $J_6 = 0{,}000596$, per cui si perviene ad una quota piezometrica $H_G = Y_E - J_6\,L_6 = 394{,}92$ m, che è maggiore di quella reale $H_G = 370$ m. La dissipazione di carico nella rete risulta quindi troppo bassa, per cui occorre effettuare un nuovo tentativo di calcolo partendo da una portata Q_2 un po' maggiore di quella di 1° tentativo.

Procedendo successivamente nel modo descritto si perviene rapidamente alla soluzione del problema, che si ha per la portata $Q_2 = Q_3 = 0{,}260$ m^3/s, in corrispondenza della quale la prevalenza globale dell'impianto di pompaggio risulta $H = 155$ m, per cui si ha successivamente: $Y_C = H_C + H = 435$ m; $J_2 = 0{,}002434$; $J_3 = 0{,}004524$; $Y_B = 407{,}51$ m; $J_1 = 0{,}008123$; $Q_1 = 0{,}468$ m^3/s; $Q_4 = 0{,}728$ m^3/s; $J_4 = 0{,}007028$; $Y_E = 382{,}91$ m; $J_5 = 0{,}007637$; $Q_5 = 0{,}462$ m^3/s; $Q_6 = 0{,}266$ m^3/s; $J_6 = 0{,}008163$; si perviene perciò a una quota piezometrica $H_G = Y_E - J_6\,L_6 = 369{,}85$ m, che differisce dalla quota effettiva solo di 0,15 m, per cui i valori sopra determinati sono quelli risolutivi del problema.

Nel caso si abbiano delle reti ramificate, con dei tratti a sollevamento, più complesse, cioè del tipo descritto al paragrafo 5.5.1, le verifiche risultano più laboriose, ma procedono in maniera del tutto analoga a quella vista nel suddetto paragrafo: per ogni iterazione di calcolo, occorre effettuare delle succesive iterazioni in parallelo, per determinare le portate in quei tratti collegati in entrambe le estremità a due nodi, con quote piezometriche quindi incognite.

5.9 Problemi di progetto delle reti di adduzione ramificate funzionanti a gravità

Nei problemi di progetto delle reti di adduzione ramificate, costituite nel caso più generale da tratti in materiali diversi, sono note le lunghezze dei vari tronchi, le quote piezometriche agli estremi liberi della rete, le portate in arrivo o in partenza da tali estremi (punti A–C–E–G–I della figura 5.14) e quindi, per l'equazione di continuità ai vari nodi anche le portate che si hanno negli altri tratti della rete. Risultano invece incogniti i diametri dei t tratti e le quote piezometriche degli n nodi.

Per tratto deve ora intendersi un tronco lungo il quale non si ha alcun cambiamento, non solo della portata, ma anche del materiale della tubazione, intendendo per cambiamento di materiale anche il passaggio da una classe di pressione nominale p_N a un'altra dello stesso materiale.

Le incognite sono perciò in complesso $t + n$, mentre le equazioni idrauliche del moto sono pari al numero t dei tratti; essendo già state utilizzate le equazioni

di continuità ai nodi, il problema risulta indeterminato, presentando n gradi di libertà. Fra le infinite soluzioni possibili viene in genere scelta quella di massima economia, ossia quella che rende minimo il costo globale della rete.

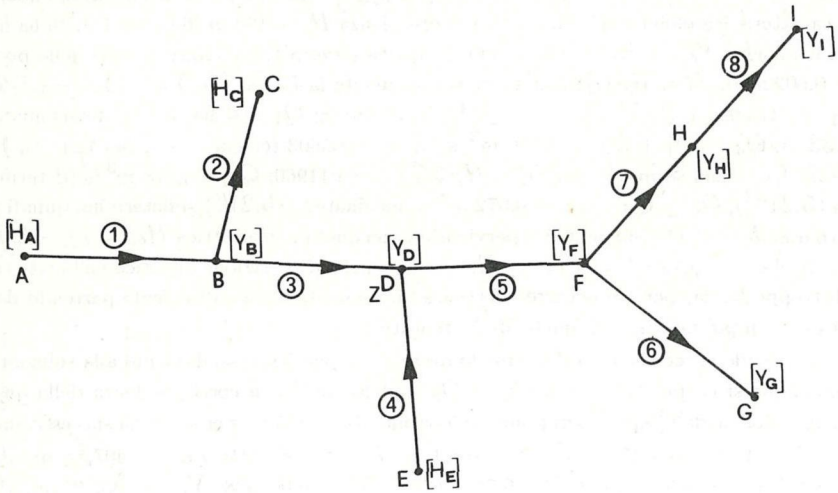


Fig. 5.14 Esempio di rete di progetto.

Per poter pervenire a questa soluzione occorrono altre n equazioni; come si vedrà nel seguito, per ogni nodo si può scrivere un'equazione di economia e, quindi, possono essere in totale scritte altre n equazioni, che rendono determinato il problema della scelta dei diametri dei vari tronchi. Le portate da introdurre nei tratti della rete sono quelle massime previste durante l'esercizio.

5.10 Determinazione dell'equazione di economia per una condotta adduttrice costituita da più tratti e priva di derivazioni o con derivazioni di lunghezza trascurabile

Si abbia la condotta adduttrice AB che unisce due punti A e B nei quali sono note le quote piezometriche H_A e H_B (figura 5.15); in tale condotta la portata potrà essere costante o variabile da tratto a tratto, per la presenza di una serie di nodi con portate in ingresso o in uscita. In tale seconda ipotesi, si ammette, per il momento, che tutti i tronchi collegati alla condotta maestra siano di lunghezza trascurabile, per cui anche il loro costo è del tutto trascurabile rispetto a quello della condotta principale.

Per quest'ultima sia stato stabilito sia il tracciato, per cui risulta noto il carico idrostatico in ogni suo punto e sia il tipo di materiale che viene impiegato nei vari tratti del suo percorso. Nel problema di progetto è inoltre da ritenersi nota la portata massima (o le portate massime nei vari tratti, nel caso di presenza di nodi con immissione o erogazione d'acqua); tale portata è infatti quella dedotta dal calcolo economico del complesso condotta adduttrice–serbatoio o quella stabilita

a priori in base ad altre considerazioni tecniche.

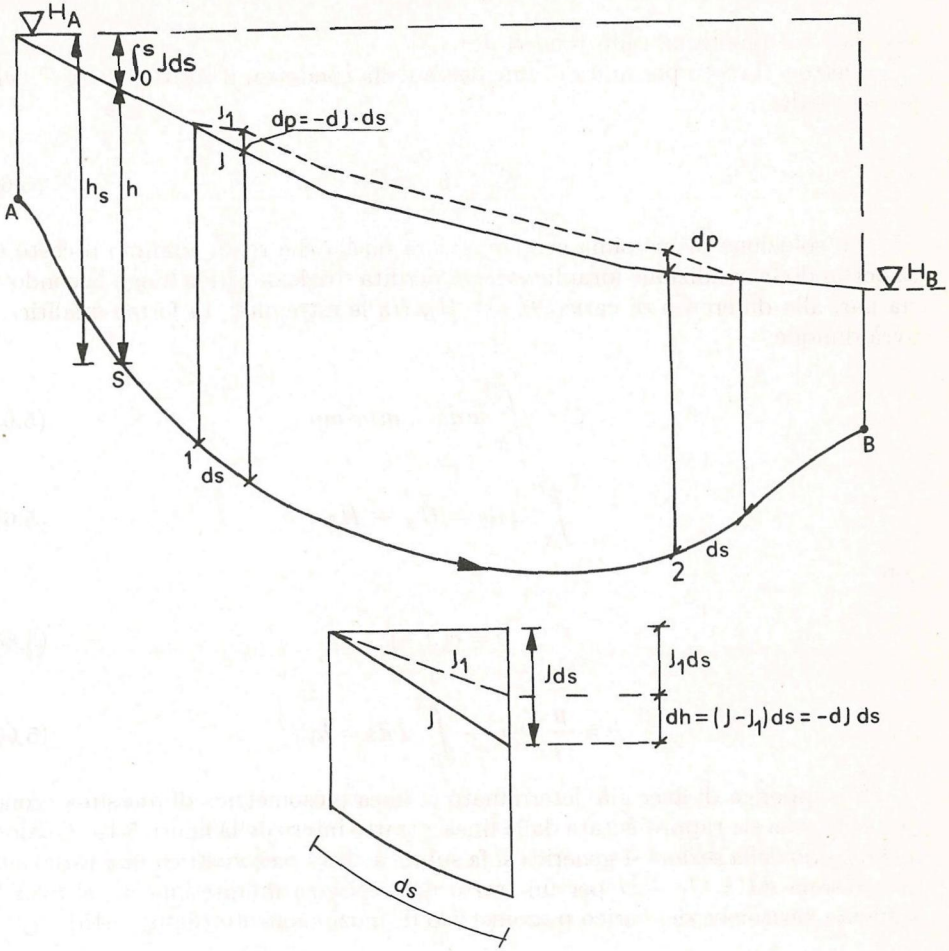


Fig. 5.15 Piezometrica di massima economia di una condotta maestra d'acquedotto.

Per un generico tronchetto di condotta, in cui è stato scelto il materiale da impiegare, il costo dipenderà dal diametro e dalla pressione; essendo il diametro D legato, per un dato valore Q di portata, alla pendenza piezometrica J mediante la (5.23) o una qualsiasi altra formula di moto, il costo del tronchetto in esame potrà essere espresso anche in funzione della pendenza piezometrica J e della pressione p. Per quanto riguarda la dipendenza del costo da p, si suppone, per ora, di poter commisurare la resistenza della condotta al carico piezometrico $h = p/\gamma$, che si ha durante il deflusso della portata massima, carico che, in una generica sezione s, è pari a quello idrostatico h_s, diminuito delle perdite di carico che si hanno lungo il percorso dalla sezione iniziale A fino alla sezione s in esame:

$$h = h_s - \int_0^s J\,ds \tag{5.61}$$

Il carico h è quindi una funzione di J.

Detto c il costo per unità di lunghezza della condotta, il costo globale C della stessa risulta:

$$C = \int_A^B c\,ds \tag{5.62}$$

La soluzione di massima economia sarà quella che rende minimo il costo C, rispettando la condizione idraulica che la perdita totale di carico lungo la condotta sia pari alla differenza di carico $H_A - H_B$ tra le estremità. In forma analitica si avrà dunque:

$$C = \int_A^B c\,ds = minimo \tag{5.63}$$

$$\int_A^B J\,ds = H_A - H_B \tag{5.64}$$

con

$$c = c(J, h) \tag{5.65}$$

$$h = \frac{p}{\gamma} = h_s - \int_0^s J\,ds = h(J) \tag{5.66}$$

Si supponga di aver già determinato la linea piezometrica di massima economia e che essa sia rappresentata dalla linea a tratto intero della figura 5.15. Qualora nell'intorno della sezione 1 generica si fa subire a detta piezometrica una variazione infinitesima $dJ = J_1 - J$ per un tratto di lunghezza infinitesima ds, si avrà la seguente variazione del carico piezometrico di funzionamento (figura 5.15)

$$dh = (J - J_1)\,ds = -dJ\,ds \tag{5.67}$$

Per rispettare la condizione (5.64), in una sezione 2, posta a valle di 1, si dovrà far subire alla piezometrica una variazione $-dJ$ uguale in modulo, ma di segno opposto, rispetto a quella precedente, per un tratto di ugual lunghezza ds. La nuova linea piezometrica sarà allora quella tratteggiata nella figura 5.14; lungo il tratto 1–2 la condotta sarà quindi sottoposta a un maggior carico dh dato dalla (5.67), mentre resta invariata la pendenza piezometrica.

Rispetto alla linea piezometrica di massima economia, con la nuova piezometrica si avrà una variazione di costo per un tratto ds nell'intorno della sezione 1, per effetto della variazione dJ della piezometrica, una variazione di costo, di segno opposto, per un tratto ds nell'intorno della sezione 2, sempre per la variazione $-dJ$ della piezometrica e, infine, una variazione di costo nel tronco 1–2 per effetto

della variazione di pressione dp. La variazione globale di costo della condotta sarà quindi:

$$dC = \left[\frac{\partial C}{\partial J}\right]_1 dJ\,ds + \int_1^2 \frac{\partial C}{\partial h}\,dh\,ds - \left[\frac{\partial C}{\partial J}\right]_2 dJ\,ds \tag{5.68}$$

Poiché, per ipotesi, la piezometrica a tratto intero della figura 5.15 è quella di massima economia, una variazione infinitesima di essa deve dar luogo a una variazione di costo $dC = 0$; perciò, essendo la variazione di carico $dh = -dJ\,ds$ costante lungo tutto il tratto 1−2, si ottiene dalla (5.68):

$$\left[\frac{\partial C}{\partial J}\right]_1 - \int_1^2 \frac{\partial C}{\partial h}\,ds - \left[\frac{\partial C}{\partial J}\right]_2 = 0 \tag{5.69}$$

Facendo ora tendere la sezione 2 verso la 1, ossia rendendo di lunghezza infinitesima il tronco 1−2, l'integrale che compare nella (5.69) diviene pari a $\frac{\partial C}{\partial h}\,ds$ e la differenza $[\frac{\partial C}{\partial J}]_1 - [\frac{\partial C}{\partial J}]_2$ diventa uguale al differenziale, cambiato di segno, della funzione $\frac{\partial C}{\partial J}$:

$$\left[\frac{\partial C}{\partial J}\right]_1 - \left[\frac{\partial C}{\partial J}\right]_2 = -d\left[\frac{\partial C}{\partial J}\right] = -\frac{d}{ds}\left[\frac{\partial C}{\partial J}\right] ds \tag{5.70}$$

per cui dalla (5.69) si ottiene:

$$\frac{d}{ds}\left[\frac{\partial C}{\partial J}\right] = -\frac{\partial C}{\partial h} \tag{5.71}$$

La (5.71) è l'equazione di economia che, assieme all'equazione di condizione idraulica (5.64), permette di risolvere il problema, sia pure non direttamente, ma per iterazioni di calcolo.

Si fa rilevare che, nel caso delle condotte di adduzione degli acquedotti, le variazioni del carico h lungo il percorso dovute alle variazioni dell'andamento della linea piezometrica sono sempre di entità limitata e tali quindi da non consentire il passaggio da tubazioni appartenenti a una certa classe di pressione nominale p_N ad altre appartenenti a classi diverse. Ciò significa che le variazioni di carico h sono ininfluenti sul costo della condotta, per cui $\frac{\partial C}{\partial h} = 0$ e la (5.71) si semplifica nella:

$$\frac{\partial C}{\partial J} = cost. \tag{5.72}$$

La (5.72) diviene poi in effetti rigorosamente valida per il fatto che la normativa vigente, come si è visto nel capitolo 4, impone il dimensionamento statico delle tubazioni con riferimento alla pressione nominale p_N, pari alla somma della pressione di esercizio p_E e della pressione equivalente p_O, dovuta a tutte le azioni esterne; per pressione di esercizio p_E deve intendersi quella massima cui può essere sottoposta la tubazione durante la sua vita, pari quindi alla pressione statica maggiorata dell'eventuale sovrappressione di colpo d'ariete. Perciò, una volta stabilito il tracciato della condotta, e avere eventualmente previsto l'inserimento di

particolari dispositivi per fissare il carico in qualche punto, resta individuata la pressione di esercizio in qualsiasi punto, la quale è indipendente dall'andamento della linea piezometrica (ciò non accade solo per le regolazioni del sistema del tutto particolari come quella descritta nel paragrafo 6.6), per cui $\frac{\partial C}{\partial h} = 0$ e la (5.71) si semplifica rigorosamente nella (5.72).

5.11 Determinazione delle curve e delle equazioni di costo delle tubazioni

La soluzione del problema di progetto, ossia della determinazione dei diametri dei vari tratti, può essere ricercata o per via grafica o per via analitica; nel primo caso sarà sufficiente determinare, per il generico tratto, la curva $c = c(J)$, mentre nel secondo occorrerà esprimere in forma analitica il legame tra il costo e la pendenza piezometrica.

Per quanto riguarda il costo c per unità di lunghezza, occorre considerare quello a piè d'opera delle tubazioni, pari al costo franco stabilimento, aumentato dei costi di trasporto, carico, scarico, accatastamento, e posa in opera – che comprende, fra gli altri, l'incidenza, per unità di lunghezza della tubazione, del costo della formazione dei giunti tra i vari tronchi di tubo – e aumentato ancora dell'incidenza, sempre per unità di lunghezza di tubazione, del costo dei pezzi speciali e delle apparecchiature varie di controllo, regolazione, comando e misura. Occorre perciò effettuare delle analisi preliminari, sia pure di massima, per determinare le leggi di variazione dei suddetti costi al variare del diametro D, per le tubazioni dei vari materiali che si è stabilito di adoperare lungo il tracciato delle addutrici.

In genere si tralascia di considerare i costi per la realizzazione della trincea di scavo, per l'eventuale demolizione e il successivo rifacimento della sede stradale, per la formazione del letto di posa del tubo e per il rinterro del cavo con costipamento, perché tali costi variano molto poco al variare di D (e quindi di J) entro il ristretto campo consentito dal rispetto della condizione idraulica (5.64) e anzi, per diametri minori di un certo valore, sono indipendenti da D, in quanto la larghezza della trincea di scavo non può scendere al di sotto di un dato limite.

La curva $c = c(J)$ per un tronco di tubazione di un dato materiale e di una data pressione nominale p_N, che convoglia una portata Q, può essere tracciata per punti, avendo presente che a ogni valore del diametro interno D del tubo corrisponde un costo per unità di lunghezza e, per la formula di moto, un valore di J. Poiché, a parità di portata, il diametro D e quindi il costo della tubazione diminuiscono all'aumentare di J, la funzione $c = c(J)$ è decrescente (figura 5.16).

Qualora si voglia procedere per via analitica nel dimensionamento delle addutrici maestre e delle reti di adduzione in generale, conviene innanzi tutto esprimere il costo c della lunghezza unitaria di tubazione in forma analitica in funzione del diametro interno, mediante una formula monomia del tipo:

$$c = a\,D^{\nu} \tag{5.73}$$

dove a e ν sono delle costanti che dipendono dal tipo di materiale e dalle caratteristiche della tubazione (tipi di rivestimenti esterno e interno e di giunzione, classe

nominale di pressione p_N).

Le costanti a e ν possono essere facilmente determinate mediante una regressione di potenza, una volta ricavati i costi c per diversi valori di D compresi nel campo che interessa per il problema da risolvere. Basta infatti linearizzare la (5.73) passando alle coordinate logaritmiche:

$$log\, c = log\, a + \nu\ log\, D \tag{5.74}$$

La (5.74) nel piano logaritmico $(log\, c, log\, D)$ è l'equazione di una retta di coefficiente angolare ν e intercetta pari a $log\, a$.

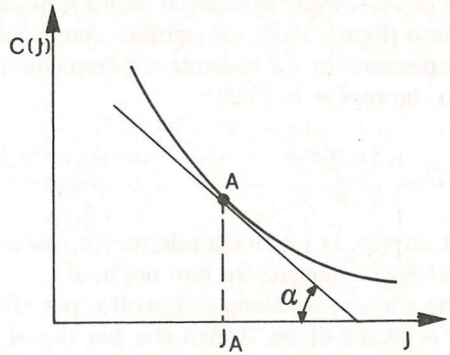


Fig. 5.16 Curva c = c(J).

Volendo procedere per via grafica, bisogna riportare nel suddetto piano i punti di coordinate $(log\, c, log\, D)$ e tracciare successivamente una retta che li regolarizzi mediante interpolazione.

Per via analitica, invece, i coefficienti a e ν possono essere ricavati col noto metodo dei minimi quadrati, col quale viene resa minima la somma dei quadrati degli scarti tra i valori di $log\, c = f(log\, D)$ effettivi e quelli calcolati mediante la (5.74). Si perviene in questo modo ai seguenti valori di a e ν:

$$\nu = \frac{\sum_i (log\, c_i)\,(log\, D_i) - \frac{1}{n}(\sum_i log\, c_i)\,(\sum_i log\, D_i)}{\sum_i (log\, D_i)^2 - \frac{1}{n}(\sum_i log\, c_i)^2} \tag{5.75}$$

$$a = e\left[\frac{1}{n}\sum_i log\, c_i - \frac{\nu}{n}\sum_i log\, D_i\right] \tag{5.76}$$

la costante a della (5.73) rappresenta il costo per unità di lunghezza di una tubazione del diametro di 1 m di un dato materiale; la costante ν assume, per le tubazioni commerciali, valori in genere compresi tra 1 e 1,5.

Sulla (5.73) si ritornerà nel seguito, quando il problema di progetto della determinazione dei diametri verrà affrontato per via analitica.

Nel caso generale di reti costituite da tratti di tubazioni di diverso materiale, caratterizzati quindi da durate prevedibili diverse, sarebbe più corretto fare riferi-

mento ai costi annui delle tubazioni stesse; tuttavia, considerando i costi effettivi, non si commettono apprezzabili errori, come si è detto in una nota al paragrafo 3.

5.12 Applicazione dell'equazione di economia a una condotta adduttrice priva di derivazioni o con derivazioni di lunghezza trascurabile

Nel caso più semplice che lungo la condotta maestra non vari né la portata né il tipo di materiale impiegato, la soluzione della (5.72) comporta che il coefficiente angolare $tg\,\alpha$ della tangente alla curva $c = c(J)$ deve essere costante lungo la condotta, per cui deve essere sempre lo stesso il punto A di tangenza e quindi anche l'ascissa J_A di tale punto (figura 5.16); ciò significa che la soluzione più economica è quella con pendenza piezometrica J costante e quindi con unico diametro D della condotta, che è quello che risolve la (5.23):

$$D = \left(\frac{b\,Q^2}{J}\right)^{\frac{1}{\mu}}, \quad con \quad J = \frac{H_A - H_B}{L} \tag{5.77}$$

Nel caso più generale, invece, la condotta adduttrice maestra è costituita da più tratti di tubazione, che sono collegati fra loro nei nodi.

In ogni nodo si ha o una variazione di portata, per effetto di un'immissione o di una derivazione a mezzo di un tronco che per ora si sta ancora ritenendo di lunghezza trascurabile, o una variazione del materiale della condotta o una semplice variazione della classe della pressione nominale p_N del tubo, pur restando lo stesso il materiale; ovviamente, nel nodo, potrà variare anche più di uno degli elementi suddetti.

La (5.72) applicata agli n nodi e l'equazione di moto (5.22), scritta per i t tratti, costituiscono un sistema di $n + t$ equazioni che, con la condizione idraulica (5.64), consentono di determinare le $n + t$ incognite, che sono le quote piezometriche Y dei nodi e i diametri D dei tratti.

Per l'applicazione della (5.72) ai nodi occorre costruire preliminarmente le curve $c = c(J)$ per i t tratti di tubazione; successivamente si può risolvere il problema, sia pure con un procedimento di successivi tentativi di calcolo. La (5.72), scritta per i successivi nodi, dà luogo alla:

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_1 = \left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_2 = \cdots = \left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_t = tg\,\alpha \tag{5.78}$$

dove le $\dfrac{\partial c}{\partial J}$ sono riferite ai t tratti.

Le (5.78) indicano che la soluzione economica si ha per tangenti alle varie curve $c = c(J)$ che hanno lo stesso valore $tg\,\alpha$ del coefficiente angolare e sono perciò tra loro parallele (figura 5.17) [5]

---

[5] Essendo la $c = c(J)$ una funzione decrescente, la $\partial c/\partial J = tg\,\alpha$ è negativa, infatti l'angolo formato dalla tangente generica alla curva con l'asse delle J è $90° < \alpha < 180°$; per semplicità nella figura 5.16 è rappresentato l'angolo supplementare di quello suddetto.

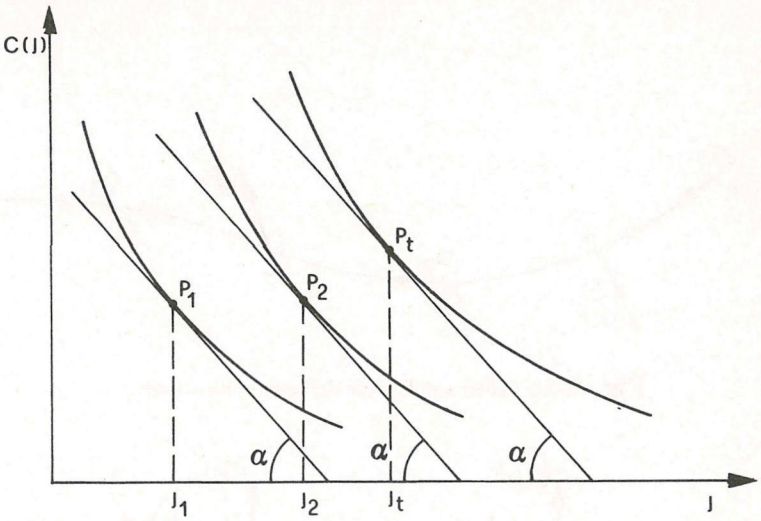


Fig. 5.17 Tangenti alle curve c(J) con $\frac{\partial c}{\partial J} = cost.$

Si traccino perciò delle tangenti alle curve $c = c(J)$ parallele fra loro, quindi formanti lo stesso angolo α con l'asse delle J; dette J_1, J_2, ...J_t le ascisse dei punti P_1, P_2, ...P_t di tangenza, la perdita di carico globale ΔH lungo l'adduttrice assume il valore:

$$\Delta H = J_1 L_1 + J_2 L_2 + \cdots J_t L_t \tag{5.79}$$

Tale perdita risulta in genere diversa dalla differenza effettiva di carico $H_A - H_B$ tra le estremità dell'adduttrice, per cui occorrerà effettuare dei tentativi successivi con angoli α diversi fino a soddisfare la condizione idraulica predetta.

Una volta determinati i valori di J_1, J_2, ...J_t che risolvono il problema è possibile calcolare i diametri D_1, D_2, ...D_t dei vari tratti mediante l'equazione (5.22) di moto.

Esemplificazione

Il procedimento esposto viene meglio illustrato mediante un'esemplificazione.

Si abbia la condotta adduttrice maestra, il cui profilo è rappresentato nella figura 5.18. Il primo tratto AB di lunghezza L_1 è in PEAD classe p_N 10 e convoglia la portata Q_1; il secondo tratto BC di lunghezza L_2, è in PEAD classe p_N 16 e convoglia la portata $Q_2 > Q_1$, essendo stata immessa nel nodo B la portata $Q_2 - Q_1$ mediante un tratto di tubazione di lunghezza trascurabile; il terzo tratto CD, di lunghezza L_3, è in acciaio senza saldatura con rivestimento interno bituminoso a spessore e convoglia una portata $Q_3 < Q_2$, in quanto dal nodo C viene derivata la portata $Q_2 - Q_3$ mediante una tubazione di lunghezza trascurabile. Le curve $c = c(J)$ dei tre tratti sono rappresentate nella figura 5.19.

Si fissi un valore della pendenza piezometrica J_1 di tentativo, per il 1° tratto, pari, per esempio, al valore medio della pendenza stessa lungo l'intera condotta $J_m = (H_A - H_D)/(L_1 +$

$L_2 + L_3)$[6]

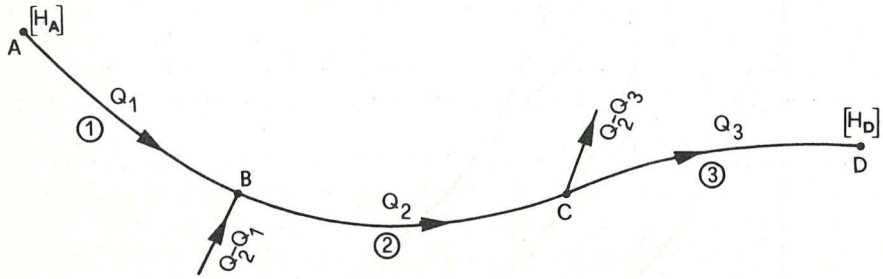


Fig. 5.18 Schema della rete dell'esemplificazione.

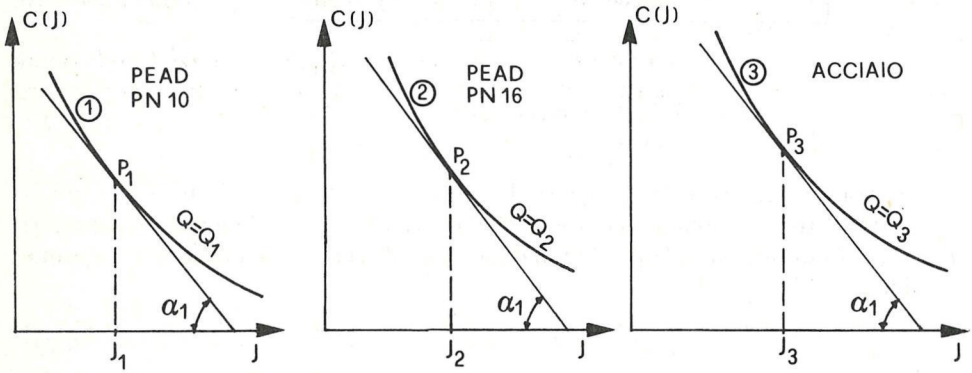


Fig. 5.19 Tangenti alle curve c(J) per le tre tubazioni.

Si tracci quindi la tangente alla curva 1 $c = c(J)$, relativa al tratto AB, nel punto P_1 di ascissa J_1, tangente che ha un coefficiente angolare pari a $-tang\,\alpha_1$. Per l'equazione di economia nei nodi C e D dovrà essere verificata la (5.78):

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_1 = \left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_2 = \left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_3 = tg\,\alpha_1 \tag{5.78}$$

Occorre perciò trovare i punti P_2 e P_3 di tangenza alle curve $c = c(J)$ del 2° e del 3° tratto, in modo da soddisfare la (5.78); le ascisse di questi punti sono uguali alle pendenze piezometriche J_2 e J_3 del 2° e del 3° tratto. Questa soluzione soddisfa le equazioni di economia ai nodi B e C, mentre in genere non verifica la condizione idraulica, che è espressa dalla:

$$J_1\,L_1 + J_2\,L_2 + J_3\,L_3 = H_A - H_D \tag{5.80}$$

[6] Tale valore deve ovviamente dar luogo nel nodo B a una pressione superiore di qualche metro rispetto a quella atmosferica, altrimenti converrà partire da un J_1 di tentativo più piccolo.

per cui è necessario effettuare una nuova iterazione di calcolo.

Se il 1° membro della (5.80) risulta maggiore del 2°, significa che la soluzione di primo tentativo dà luogo a una perdita di carico globale superiore alla differenza di carico disponibile tra le estremità A e D, per cui il secondo tentativo andrà effettuato partendo da un valore di J_1 minore di quello del primo tentativo; viceversa, se il 1° membro della (5.80) è minore del 2°, il nuovo tentativo dovrà essere fatto partendo da un valore di J_1 maggiore di quello del primo tentativo.

Il procedimento iterativo sarà proseguito finché non si soddisfa con buona approssimazione la (5.80) (in genere sono sufficienti due tentativi). Trovati i valori di J_1, J_2 e J_3 è possibile calcolare i diametri teorici a mezzo dell'equazione (5.22) di moto; si passerà poi alla soluzione definitiva con i diametri commerciali seguendo le indicazioni che verranno date nel seguito.

5.13 Equazione di economia in un nodo con n condotte in arrivo e m condotte in partenza, di diversi materiali

Si abbia un nodo N al quale convergono n condotte e dal quale partono m condotte di diversi materiali.

Per le n condotte in arrivo sono note le portate Q_i, le lunghezze L_i e le quote piezometriche H_i all'altra estremità; analogamente, per le m condotte in partenza dal nodo N sono note le portate q_i, le lunghezze l_i e le quote piezometriche h_i alle estremità opposte al nodo (figura 5.20). Il costo globale C delle $n+m$ condotte è dato dalla:

$$C = \sum_{i=1}^{n} c_i\, L_i + \sum_{i=1}^{m} c_i\, l_i \tag{5.81}$$

essendo c_i il costo a metro lineare della generica condotta in arrivo o in partenza.

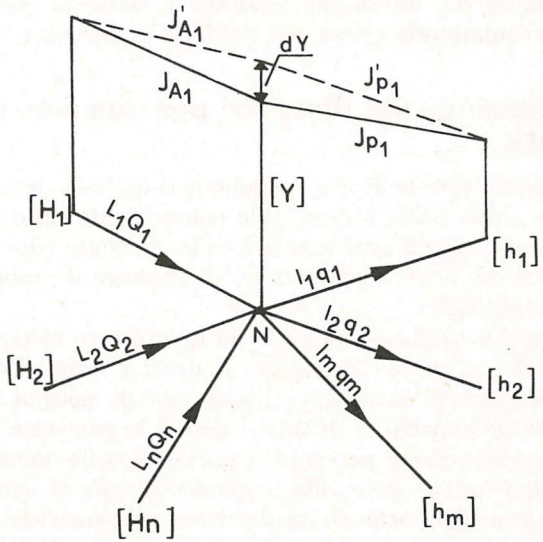


Fig. 5.20 Esempio di nodo con più condotte in arrivo e in partenza.

Per ciascuna condotta, di portata e materiale assegnati, il costo dipenderà solo dalla pendenza piezometrica J_i, che a sua volta è funzione solo della quota piezometrica Y al nodo N; quindi, il costo globale delle tubazioni dipende solo da tale quota. La soluzione di massima economia si trova perciò annullando la derivata del costo C rispetto a Y:

$$\frac{dC}{dY} = \sum_{i=1}^{n} \frac{dc_i}{dY} L_i + \sum_{i=1}^{m} \frac{dc_i}{dY} l_i \tag{5.82}$$

Ora, una variazione infinitesima dY della quota Y darà luogo, per la generica condotta in arrivo, a una variazione di pendenza piezometrica pari a (figura 5.20):

$$dJ_{A_i} = -\frac{dY}{L_i} \tag{5.83}$$

e a una variazione di pendenza piezometrica, per la generica condotta in partenza, uguale a:

$$dJ_{P_i} = \frac{dY}{l_i} \tag{5.84}$$

Avendo presente che per la (5.83) risulta $dY = -L_i\, dJ_{A_i}$ per le condotte in arrivo al nodo e per la (5.84) risulta $dY = l_i\, dJ_{P_i}$ per le condotte in partenza dal nodo, dalla (5.82) si deduce:

$$\sum_{i=1}^{n} \frac{\partial c_i}{\partial J_{A_i}} = \sum_{i=1}^{m} \frac{\partial c_i}{\partial J_{P_i}} \tag{5.85}$$

cioè la sommatoria $\partial c/\partial J$, estesa alle condotte in arrivo al nodo N, deve essere uguale all'analoga sommatoria estesa alle condotte in partenza.

5.14 Determinazione dei diametri per una rete di adduzione ramificata

Per una rete di adduzione ramificata, comunque complessa, le equazioni del tipo (5.85), scritte per i vari nodi, assieme alle equazioni di moto dei vari tratti t, sono in numero $n + t$, quindi pari a quello delle incognite (diametri dei tratti e quote piezometriche dei nodi) e permettono di risolvere il problema pervenendo alla soluzione più economica.

Il procedimento di risoluzione è anche in questo caso mediante successive iterazioni: si parte da un valore di tentativo J_1 per il 1° tratto della rete e quindi, applicando la (5.85) ai nodi successivi e l'equazione di moto ai vari tratti, si determinano le quote piezometriche di tutti i nodi e le pendenze piezometriche di tutti i tratti, che consentono di pervenire a un valore della quota piezometrica di estremità dell'ultimo tratto, che risulta in genere diverso da quello reale, per cui si effettuano altri tentativi partendo da pendenze piezometriche J_1 del 1° tratto diverse, fino a che non si giunge a una quota piezometrica all'estremità dell'ultimo tratto sufficientemente prossima a quella effettiva.

Esemplificazione numerica

Si voglia risolvere lo stesso problema visto alla fine del paragrafo 5.12 nell'ipotesi che la tubazione in arrivo al nodo B e quella in partenza dal nodo C siano di lunghezza non trascurabile e quindi influenzino la soluzione economica.

Lo schema della rete è rappresentato nella figura 5.21. La condotta 4, che si immette nel nodo B, ha una lunghezza L_4 ed è in PEAD classe p_N 10; la condotta 5, in uscita dal nodo C, ha lunghezza L_5 ed è in ghisa sferoidale. Gli altri tratti hanno le stesse caratteristiche in precedenza riportate.

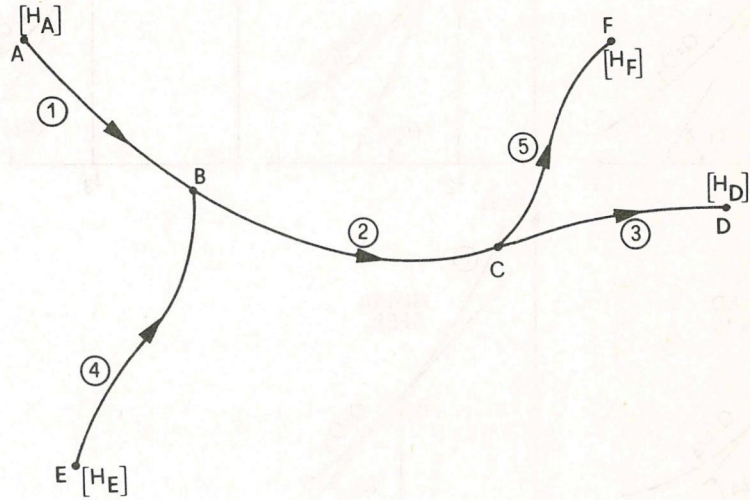


Fig. 5.21 Schema della rete dell'esemplificazione.

Per trovare la soluzione, alle tre curve $c = c(J)$ del precedente esempio occorre aggiungere le curve $c = c(J)$ relative al tratto 4, che convoglia la portata $Q_4 = Q_2 - Q_1$ e al tratto 5, in cui defluisce la portata $Q_5 = Q_2 - Q_3$ (figura 5.22). Per la soluzione si parte anche in questo caso da un valore J_1 di tentativo della pendenza piezometrica del tratto AB, uguale, per esempio, al valore minore delle pendenze piezometriche medie che si hanno lungo gli interi percorsi idraulici dal nodo A al nodo F e dal nodo A al nodo D. A tale pendenza J_1 nel tratto AB corrisponde un valore di:

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_1 = -tg\,\alpha_1$$

e una quota piezometrica nel nodo B pari a:

$$Y_B = H_A - J_1\,L_1$$

La pendenza piezometrica J_4 del tratto EB assume il valore:

$$J_4 = \frac{H_E - Y_B}{L_4}$$

Si tracci quindi la tangente alla curva $c = c(J)$ relativa a tale tratto nel punto P_4 di ascissa J_4, determinandone il coefficiente angolare (figura 5.22):

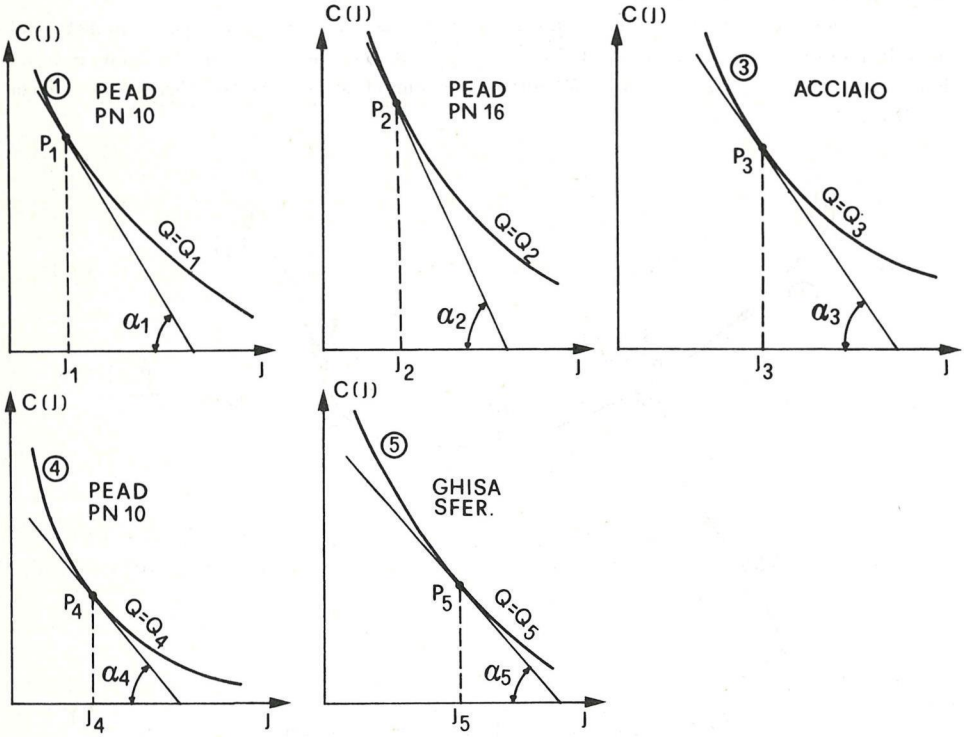


Fig. 5.22 Curve c(J) dei cinque tratti della rete della figura 5.21.

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_4 = -tg\,\alpha_4$$

Per l'equazione di economia al nodo B dovrà essere:

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_1 + \left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_4 = \left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_2$$

Da questa equazione si ricava il valore di:

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_2 = -tg\,\alpha_2$$

e quindi l'angolo α_2. Si cerca quindi sulla curva $c = c(J)$ del 2° tratto un punto P_2 tale che la tangente alla curva per tale punto abbia un coefficiente angolare pari a $-tg\,\alpha_2$; l'ascissa del punto P_2 rappresenta il valore della pendenza piezometrica J_2 del tratto 2, che permette di ricavare la quota piezometrica Y_C del nodo C:

$$Y_C = Y_B - J_2 L_2$$

Si può quindi determinare la pendenza piezometrica J_5 del tratto 5:

$$J_5 = \frac{Y_C - Y_F}{L_5}$$

Si tracci allora la tangente alla curva $c = c(J)$ del tratto 5 nel punto di ascissa J_5 e se ne determini il coefficiente angolare (figura 5.22):

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_5 = -tang\,\alpha_5$$

Per l'equazione di economia applicata al nodo C risulta:

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_2 = \left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_3 + \left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_5$$

Da tale equazione si ricava il valore di:

$$\left(\frac{\partial c}{\partial J}\right)_3 = -tang\,\alpha_3$$

e quindi si determina il punto P_3 di tangenza alla curva 3, la cui ascissa J_3 dà la pendenza piezometrica nel tratto 3. Si può allora verificare se è soddisfatta o meno la condizione idraulica:

$$J_1 L_1 + J_2 L_2 + J_3 L_3 = H_A - H_D$$

Se tale equazione non è soddisfatta, si procede a successive iterazioni di calcolo, partendo da valori di tentativo di J_1 via via diversi, da assumere seguendo il criterio esposto a proposito della precedente esemplificazione.

5.15 Risoluzione analitica dei problemi di progetto delle reti di adduzione a gravità ramificate

Il procedimento analitico per la soluzione più economica delle reti ramificate risulta generalmente più rapido rispetto a quello grafico e si lascia perciò preferire.

Per pervenire all'equazione di economia in un nodo in forma analitica, occorre ricavare un'espressione analitica per $\partial c/\partial J$; avendo presenti l'equazione (5.73), che esprime la legge di variazione del costo per unità di lunghezza di tubazione in funzione del diametro D e l'equazione di moto (5.23), risulta:[7]

$$\frac{\partial c}{\partial J} = \frac{\partial c}{\partial D}\frac{\partial D}{\partial J} \tag{5.86}$$

[7] Se il regime di moto non è assolutamente turbolento, l'esponente della portata risulta pari a un coefficiente $\alpha < 2$, il cui valore dipende dal tipo di materiale e dal Numero di Reynolds (formule relative al regime di transizione). La trattazione che segue conserva intatta la sua validità assumendo per l'esponente della portata Q_i del generico tratto un valore di $\alpha < 2$, dipendente dalle caratteristiche del tratto stesso.

dalla (5.73) si ricava:

$$\frac{\partial c}{\partial D} = a\,\nu\,D^{\nu-1} \tag{5.87}$$

mentre dall'equazione del moto si deduce facilmente la $\frac{\partial D}{\partial J}$:

$$\frac{\partial D}{\partial J} = -\frac{1}{\mu}\left(\frac{1}{J}\right)^{-\left(\frac{1}{\mu}+1\right)}\left(b\,Q^2\right)^{\frac{1}{\mu}} = -\frac{1}{\mu}\,\frac{D}{J} = -\frac{1}{\mu\,b}\,\frac{D^{\mu+1}}{Q^2} \tag{5.88}$$

Sostituendo le (5.87) e (5.88) nella (5.86) si ha:

$$\frac{\partial c}{\partial J} = -\frac{a\,\nu}{b\,\mu}\,\frac{D^{\nu+\mu}}{Q^2} \tag{5.89}$$

L'equazione più generale (5.81) di economia in un nodo con n condotte in arrivo e m in partenza risulta quindi:

$$\sum_{A_i} \frac{a_i\,\nu_i}{b_i\,\mu_i}\,\frac{D_i^{\nu_i+\mu_i}}{Q_i^2} = \sum_{P_i} \frac{a_i\,\nu_i}{b_i\,\mu_i}\,\frac{D_i^{\nu_i+\mu_i}}{Q_i^2} \tag{5.90}$$

essendo la prima sommatoria estesa alle condotte in arrivo e la seconda a quelle in partenza dal nodo.

Le equazioni (5.22) di moto relative ai t tratti di tubazione, assieme alla (5.90), scritta in ciascuno degli n nodi, costituiscono un sistema di $n+t$ equazioni in $n+t$ incognite (n quote piezometriche dei nodi e t diametri) e permettono di risolvere il problema del dimensionamento economico della rete, procedendo esclusivamente per via analitica.

La soluzione va peraltro anche in questo caso ricercata a mezzo di successive iterazioni, partendo da un valore di tentativo del diametro del 1° tratto, che può al solito essere scelto pari a quello corrispondente al valore della pendenza piezometrica media lungo il percorso idraulicamente più difficile dell'intera rete. Applicando successivamente ai vari nodi l'equazione (5.90) di economia e ai vari tratti l'equazione (5.22) di moto, si perviene, in uno dei punti di estremità, a un valore della quota piezometrica che in genere risulta diverso da quello effettivo, per cui occorre ripetere il tentativo di calcolo partendo da un nuovo valore del diametro del primo tratto, maggiore di quello di 1° tentativo se la quota piezometrica di estremità cui si è pervenuti è inferiore di quella effettiva e minore nel caso opposto.

Esemplificazione numerica

Si voglia dimensionare economicamente la rete d'adduzione ramificata della figura 5.23 che convoglia le portate provenienti dalle opere di presa A e C ai serbatoi dei centri abitati E, F, H, I. Sono incogniti i diametri degli otto tratti e le quote piezometriche Y_B, Y_D, Y_G dei nodi B, D, G, mentre sono ovviamente note le quote piezometriche delle estremità A, C, E, F, H, I, le lunghezze e le portate dei vari tratti, che sono in materiali diversi (cemento armato precompresso, ghisa sferoidale e acciaio senza saldatura con rivestimento interno bituminoso a spessore). Tutti i dati suddetti sono riportati di seguito alla figura 5.23.

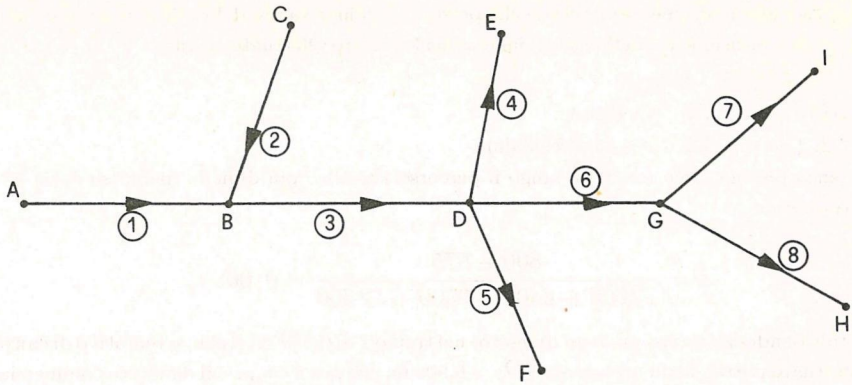


Fig. 5.23 Rete dell'esemplificazione numerica.

$H_A = 800$ m ;	$L_1 = 12\,000$ m ;	$Q_1 = 1{,}25$ m^3/s
$H_C = 780$ m ;	$L_2 = 7500$ m ;	$Q_2 = 0{,}93$ m^3/s
	$L_3 = 8400$ m ;	$Q_3 = 2{,}18$ m^3/s
$H_E = 595$ m ;	$L_4 = 11\,200$ m ;	$Q_4 = 0{,}34$ m^3/s
$H_F = 610$ m ;	$L_5 = 10\,300$ m ;	$Q_5 = 0{,}45$ m^3/s
$H_I = 530$ m ;	$L_6 = 9500$ m ;	$Q_6 = 1{,}39$ m^3/s
$H_H = 575$ m ;	$L_7 = 8100$ m ;	$Q_7 = 0{,}65$ m^3/s
	$L_8 = 12\,300$ m ;	$Q_8 = 0{,}74$ m^3/s

Materiali: tratti 1 e 2 in cemento armato precompresso (p_N 10), tratti 3—4—5 in ghisa sferoidale con rivestimento interno cementizio, tratti 6—7—8 in acciaio con rivestimento interno a spessore.

Le perdite di carico vengono determinate mediante la formula (5.18) con β calcolato con la (5.21) per $K = 110\,\mathrm{m}^{1/3}\,\mathrm{s}^{-1}$ (acciaio), $K = 100\,\mathrm{m}^{1/3}\,\mathrm{s}^{-1}$ (ghisa sferoidale) e $K = 75\,\mathrm{m}^{1/3}\,\mathrm{s}^{-1}$ (c.a.p.), per cui:

$J = 0,00183\,Q^2\,D^{-5,333}$ (c.a.p.)
$J = 0,00103\,Q^2\,D^{-5,333}$ (ghisa sferoidale)
$J = 0,00085\,Q^2\,D^{-5,333}$ (acciaio)

In base ad analisi di costo preliminari, sono stati determinati i valori dei coefficienti a e ν della (5.73) per i tre tipi di materiale delle tubazioni. Si fa a questo punto osservare che il coefficiente a (che rappresenta il costo per unità di lunghezza di una tubazione di diametro unitario) risulta, per un dato materiale, variabile nel tempo in dipendenza della situazione di mercato, mentre il coefficiente ν lo si può ritenere praticamente costante.

Per l'applicazione dell'equazione di economia (5.90) non è perciò necessario inserire gli effettivi valori di a_i dei diversi materiali, ma si possono introdurre i rapporti tra il generico coefficiente a_i e il coefficiente $\bar{a}_i$ che ha il valore minore.

Poiché i costi dei tubi dei vari materiali subiscono in genere nel tempo incrementi percentuali pressoché uguali fra loro (a meno di particolari situazioni di mercato), introducendo i rapporti tra i vari coefficienti a_i non è necessario procedere a un continuo aggiornamento dell'equazione (5.73) per i diversi materiali.

Nell'esempio in esame, il materiale che presenta il minor valore del coefficiente a è il c.a.p.; assunto come unitario tale coefficiente, dalle analisi di costo effettuate risulta:

$a = 1; \quad \nu = 1,15$ (c.a.p.)
$a = 1,08; \quad \nu = 1,37$ (acciaio)
$a = 1,12; \quad \nu = 1,22$ (ghisa sferoidale)

La pendenza piezometrica media $\bar{J}$ lungo il percorso idraulico più difficile (percorso A-H) ha il seguente valore:

$$\bar{J} = \frac{800 - 575}{12\,000 + 8400 + 9500 + 12\,300} = 0,00533$$

A tale pendenza corrisponde un diametro nel tratto 1 di 0,890 m; il primo tentativo di calcolo viene effettuato partendo da un valore di $D_1 = 0{,}900$ m, che per il c.a.p. è il diametro commerciale immediatamente superiore a quello corrispondente a $\bar{J}$. Risulta quindi successivamente: $J_1 = 0{,}00502$ (determinato con l'equazione di moto); $Y_B = Y_A - J_1 L_1 = 739{,}76$ m; $J_2 = (Y_C - Y_B)/L_2 = 0{,}00537$; $D_2 = 0{,}840$ m (calcolato con l'equazione di moto); $D_3 = 1{,}052$ (calcolato con l'equazione di economia al nodo B); $J_3 = 0{,}00374$ (calcolato con l'equazione di moto); $Y_D = Y_B - J_3 L_3 = 708{,}38$ m; $J_4 = (Y_D - Y_E)/L_4 = 0{,}01012$; $D_4 = 0{,}434$ (determinato con l'equazione di moto); $J_5 = (Y_D - Y_F)/L_5 = 0{,}00955$; $D_5 = 0{,}488$ (determinato con l'equazione di moto); $D_6 = 0{,}855$ (calcolato con l'equazione di economia al nodo D); $J_6 = 0{,}00378$ (calcolata con l'equazione di moto); $Y_G = Y_D - J_6 L_6 = 672{,}46$ m; $J_7 = (Y_G - Y_I)/L_7 = 0{,}01759$; $D_7 = 0{,}482$ m (determinato con l'equazione di moto); $D_8 = 0{,}697$ m (calcolato con l'equazione di economia al nodo G); $J_8 = 0{,}00319$ (calcolata con l'equazione di moto); $Y_H = Y_G - J_8 L_8 = 633{,}21$ m, quota che risulta più elevata di 58,21 m rispetto a quella reale che è pari a 575 m.

Ciò significa che lungo il percorso A-H si è avuta una dissipazione di carico inferiore alla differenza $Y_A - Y_H$, per cui il 2° tentativo viene fatto partendo da una pendenza piezometrica nel primo tratto maggiore rispetto a quella del 1° tentativo. Si è precisamente assunto $J_1 = 0{,}0054$, valore pressoché uguale alla $\bar{J} = 0{,}00533$.

Procedendo come nella precedente iterazione, si è ottenuto successivamente:
$J_1 = 0{,}0054$; $D_1 = 0{,}887$ m; $Y_B = 735{,}20$ m; $J_2 = 0{,}00597$; $D_2 = 0{,}779$ m;
$D_3 = 1{,}007$ m; $J_3 = 0{,}00471$; $Y_D = 695{,}64$ m; $J_4 = 0{,}00899$;
$D_4 = 0{,}444$ m; $J_5 = 0{,}00831$; $D_5 = 0{,}501$ m; $D_6 = 0{,}790$ m;
$J_6 = 0{,}00577$; $Y_G = 640{,}79$ m; $J_7 = 0{,}01368$; $D_7 = 0{,}505$ m;
$D_8 = 0{,}630$ m; $J_8 = 0{,}00547$; $Y_H = 573{,}50$ m;

La quota Y_H cui si è pervenuti differisce da quella reale solo di 1,50 m, per cui è inutile procedere a ulteriori iterazioni di calcolo, in quanto occorre poi passare dalla soluzione teorica trovata a una soluzione con diametri commerciali.

5.16 Risoluzione dei problemi di progetto delle reti di adduzione a gravità ramificate di tipo più complesso

Nelle reti finora considerate nei problemi di progetto è individuabile una percorrenza (nel caso della figura 5.23 tale percorrenza è la A–B–D–G–H) dalla quale partono delle diramazioni aventi all'altra estremità una quota piezometrica nota (o arrivano diramazioni con quota piezometrica nota all'estremità di partenza).

Come visto nel paragrafo 5.5.1, esistono delle reti ramificate più complesse, che non soddisfano la condizione predetta, come per esempio quella rappresentata

nella figura 5.4, in cui dal nodo B ha origine un tratto (tratto 2) collegato all'altro estremo con un altro nodo (nodo C), mentre nel nodo F giunge un tratto (tratto 8) collegato all'altra estremità con un altro nodo (nodo G).

Per tali reti, il procedimento di risoluzione progettuale richiede delle iterazioni successive più lunghe.

Si prenda in esame la rete della figura 5.4 e si supponga ora di conoscere, oltre alle quote piezometriche alle estremità A–D–E–H–I–M–N, alle lunghezze e al tipo di materiale dei vari tratti, anche le portate; le incognite del problema sono i diametri degli 11 tratti e le quote piezometriche dei 5 nodi (B–C–F–G–L). Per la risoluzione si segue il procedimento analitico, utilizzando per ogni nodo l'equazione di economia (5.90) (con il metodo grafico, che utilizza, invece, l'equazione di economia (5.85) in ciascun nodo, si procederebbe, peraltro, allo stesso modo).

Fissato un diametro D_1 di tentativo per il primo tratto, con l'equazione (5.23) di moto si determina la quota piezometrica Y_B del nodo B; fissato allora un valore di tentativo per il diametro D_2 del tratto 2, sempre con l'equazione di moto si ricava la quota piezometrica Y_C del nodo C. Ancora con l'equazione di moto, applicata ai tratti 3 e 4, si calcolano i diametri D_3 e D_4; con i valori di D_2, D_3, D_4 si va quindi a verificare se è soddisfatta l'equazione di economia (5.90) al nodo C. Ciò in genere non accade, per cui si fissano diversi valori di tentativo del diametro D_2, finché la (5.90), applicata al nodo C, non risulta soddisfatta.

A questo punto si applica l'equazione di economia (5.90) al nodo B, determinando il diametro D_5 e quindi, mediante l'equazione di moto (5.23) relativa al tratto 5, si calcola la quota piezometrica Y_F del nodo F. Fissata allora una quota piezometrica di tentativo Y_G del nodo G si determinano, mediante l'equazione di moto, i diametri D_6, D_7, D_8 dei tratti 6–7–8; tali diametri in genere non soddisfano l'equazione di economia (5.90) al nodo G, per cui si fisseranno successivi valori di Y_G finché la (5.90) non risulta verificata.

Essendo noti D_5 e D_8, l'equazione (5.90) relativa al nodo F consente di ricavare D_9 e quindi, con l'equazione di moto (5.23) applicata al tratto 9, si può ottenere la quota piezometrica Y_L del nodo L. Sempre con l'equazione di moto si calcola poi il diametro D_{10} del tratto 10 e con l'equazione di economia (5.90) al nodo L si determina il diametro D_{11}. Con l'equazione di moto relativa al tratto 11 si perviene infine a una quota piezometrica H_N del nodo N che risulta in genere diversa da quella reale, per cui occorrerà effettuare successive iterazioni, partendo da diametri di tentativo D_1 diversi, fino a pervenire a una quota H_N sufficientemente prossima a quella reale.

Come si vede, per questo tipo di reti vanno effettuate, nel corso di ciascuna iterazione relativa al percorso principale, delle iterazioni in parallelo per determinare i diametri di alcuni tratti appartenenti a ramificazioni della rete.

5.17 Risoluzione analitica diretta per una condotta adduttrice maestra di un unico materiale, con tratti a portata diversa

È interessante notare come, nel caso di condotta maestra in unico materiale, con tratti convoglianti portate diverse e diramazioni di lunghezza trascurabile, tali cioè da non influenzare il costo complessivo della rete, si può pervenire, con il

procedimento analitico, al dimensionamento economico per via diretta.

Con riferimento alla figura 5.24, detti L_i, Q_i, D_i la lunghezza, la portata e il diametro del tratto i-esimo, dovrà risultare:

$$\sum_i J_i L_i = \sum_i \frac{b Q_i^2}{D_i^\mu} L_i = H_A - H_B \tag{5.91}$$

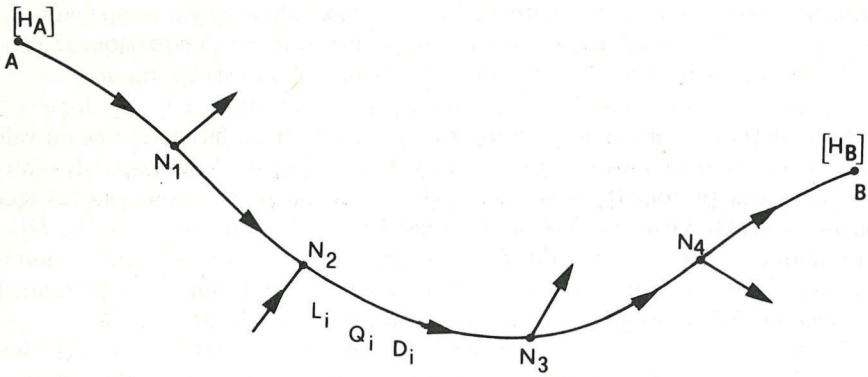


Fig. 5.24 Condotta adduttrice maestra con diramazioni di lunghezza trascurabile.

Per l'equazione di economia (5.90), scritta ai nodi N_1, N_2, N_3, N_4, tenendo conto che trattasi di unico materiale, per cui ν, μ, b, a assumono gli stessi valori per tutti i tratti, si ha:

$$\frac{D_i^{\nu+\mu}}{Q_i^2} = K \tag{5.92}$$

essendo K una costante da determinare. Dalla (5.92) si ha:

$$D_i = \left(K\, Q_i^2\right)^{\frac{1}{\nu+\mu}} \tag{5.93}$$

Sostituendo tale espressione di D_i nella (5.91) si ottiene:

$$\sum_i \frac{b\, Q_i^2\, L_i}{\left(K\, Q_i^2\right)^{\frac{\mu}{\nu+\mu}}} = H_A - H_B \tag{5.94}$$

da cui:

$$K = \left(\frac{b}{H_A - H_B}\right)^{\frac{\nu+\mu}{\mu}} \sum_i L_i^{\frac{\nu+\mu}{\mu}}\, Q_i^{\frac{2\nu}{\mu}} \tag{5.95}$$

Sostituendo la (5.95) nella (5.93) si ottiene per il diametro del tratto i-esimo:

$$D_i = \left(\frac{b}{H_A - H_B}\right)^{\frac{1}{\mu}} Q_i^{\frac{2}{\nu+\mu}} \left[\sum_i L_i^{\frac{\nu+\mu}{\mu}} Q_i^{\frac{2\nu}{\nu+\mu}}\right]^{\frac{1}{\mu}} \tag{5.96}$$

5.18 Soluzione delle reti a gravità aperte adoperando i diametri delle normali serie di produzione

Le soluzioni di progetto delle reti in precedenza illustrate forniscono dei diametri per i vari tratti che possono definirsi teorici, in quanto non si trovano in commercio; è perciò necessario passare dalla soluzione teorica a un'altra che preveda l'impiego dei diametri commerciali.

Si consideri innanzi tutto il semplice caso di un'unica tubazione AB di lunghezza L fra le cui estremità c'è una differenza di carico $\Delta H = H_A - H_B$ (figura 5.25). Note la portata e la scabrezza del materiale, con la (5.22) è possibile determinare il diametro teorico D della tubazione, quello cioè che corrisponde alla pendenza piezometrica $J = \Delta H/L$.

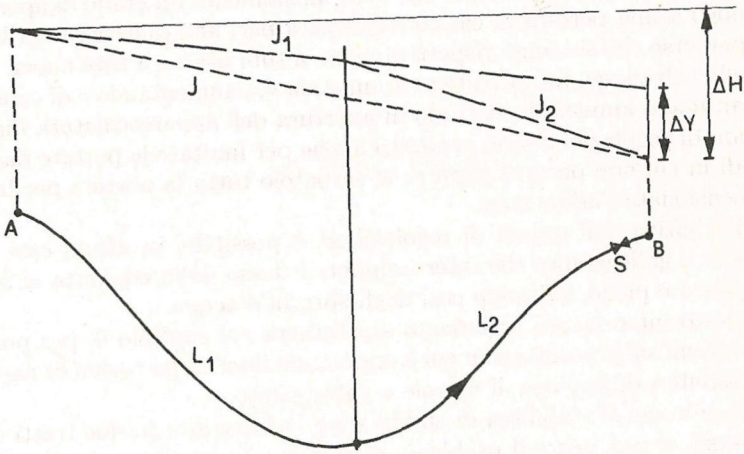


Fig. 5.25 Suddivisione di una condotta in due tratti di diverso diametro.

Detti allora D_1 il diametro commerciale immediatamente superiore a D e D_2 quello immediatamente inferiore, e dette J_1 e J_2 le pendenze piezometriche corrispondenti a tali diametri, la lunghezza L_1 del tratto con diametro D_1 e la lunghezza L_2 del tratto con diametro D_2 si deducono facilmente imponendo che la loro somma sia pari a L e che la somma delle perdite di carico nei due tratti sia uguale a ΔH. Si ha perciò:

$$L_1 + L_2 = L \tag{5.97}$$

$$J_1 L_1 + J_2 L_2 = J L = \Delta H \tag{5.98}$$

Se si introduce per J_1 e J_2 l'espressione (5.22), dal sistema di equazioni (5.97) e (5.98) si ricavano le lunghezze L_1 e L_2 dei due tratti.

Naturalmente si può anche assegnare all'intera tubazione il diametro D_1 maggiore, soluzione questa che spesso viene scelta se la lunghezza L_2 del tronco con diametro D_2 minore risulta piccola, per cui la convenienza economica di spezzare la tubazione in due tratti è di modesta entità. In questo caso, se si vuole evitare il deflusso di una portata maggiore di quella stabilita, occorrerà installare lungo la tubazione (per esempio, subito a monte del punto B di sbocco) un organo dissipativo, come una valvola riduttrice di pressione o una valvola di regolazione, che dia luogo alla seguente perdita di carico localizzata (figura 5.25):

$$\Delta Y = (J_2 - J_1)\, L_2 \tag{5.99}$$

È da notare che in sede di progetto i calcoli idraulici vengono effettuati con riferimento a tubazioni in servizio da lungo tempo, per cui, quando la tubazione è nuova, si avrà, con la differenza di carico ΔH assegnata, il deflusso di una portata maggiore di quella di progetto; perciò, se si vuole impedire che ciò accada, occorrerà comunque prevedere l'inserimento di una valvola regolatrice dei carichi o di una saracinesca di regolazione che avrà inizialmente un grado di apertura tale da dar luogo a una perdita di carico localizzata pari alla differenza tra le perdite lungo il percorso che si hanno rispettivamente a tubi usati e a tubi nuovi. Durante la vita della tubazione, tali perdite andranno via via aumentando e di conseguenza andrà man mano aumentato il grado di apertura dell'apparecchiatura idraulica.

Organi di regolazione sono necessari anche per limitare le portate da derivare nei periodi in cui non occorre addurre al serbatoio tutta la portata per la quale è stata dimensionata l'adduttrice.

In alternativa agli organi di regolazione, è possibile, in alcuni casi, inserire delle valvole a galleggiante che interrompono il flusso dalla condotta al serbatoio quando questo è pieno, evitando così degli sprechi d'acqua.

Su questo interessante argomento si ritornerà nel capitolo 6, per poter dare delle indicazioni sulla posizione in cui è opportuno inserire gli organi di regolazione e sulla possibilità di impiego di valvole a galleggiante.

Nel caso in cui si stabilisca di suddividere la tubazione in due tratti con diametro diverso, si può porre il problema di scegliere se inserire nel primo tratto il diametro maggiore o quello minore. La scelta può essere fatta avendo presente che è preferibile la soluzione con cui la tubazione è soggetta, durante il funzionamento, ai carichi piezometrici minori, in modo da ridurre le sollecitazioni nei giunti e quindi il pericolo che si verifichino delle perdite d'acqua, evitando però, per motivi di sicurezza igienica, che il carico piezometrico scenda al di sotto di 4–5 m.

Per esempio, nel caso rappresentato nella figura 5.26, se il profilo longitudinale della tubazione è quello inferiore (profilo 1) è preferibile la soluzione con diametro minore nel primo tratto, in modo da ridurre i carichi piezometrici, mentre, se il profilo della tubazione è quello superiore (profilo 2) e con tale soluzione si riduce il carico intorno al punto C a valori inferiori al limite detto in precedenza, è preferibile inserire nel primo tratto il diametro maggiore, in modo da rialzare la linea piezometrica.

Anche in questo caso saranno poi necessari dei dispositivi di regolazione per

ridurre la portata da derivare nei periodi di minor consumo e nella prima fase di vita della tubazione; si fa poi presente che la scelta di inserire prima il tratto con diametro maggiore o quello con diametro minore non può prescindere dalla posizione in cui vengono installati i suddetti dispositivi, come si vedrà meglio nel capitolo 6.

Per le reti di adduzione ramificate la soluzione di progetto porta alla determinazione di un diametro teorico per ogni tronco, che in genere non risulta opportuno suddividere in due tratti con diametro diverso, per evitare che si abbia una varietà di diametri troppo estesa. Si può invece inserire in ogni tronco un diametro commerciale o immediatamente superiore o immediatamente inferiore a quello teorico di calcolo, facendo in modo che si pervenga (a tubi usati) alle estremità della rete con condotte in arrivo (cioè ai punti di consegna), con quote piezometriche di poco maggiori a quelle reali; se si vuole avere a tali estremità quote piezometriche uguali a quelle effettive, basta suddividere in due tratti con diametri diversi solo i tronchi terminali della rete. Sarà però comunque necessario installare delle valvole di regolazione, che avranno, a tubi nuovi, la stessa funzione illustrata nel caso di una singola tubazione.

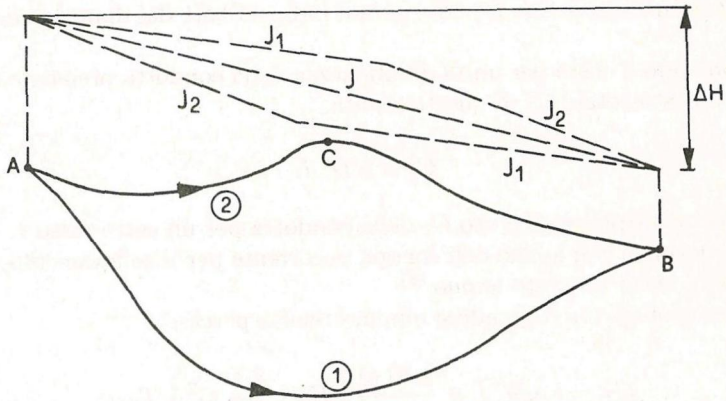


Fig. 5.26 Suddivisione di una condotta in due tratti di diverso diametro per due andamenti altimetrici.

5.19 Dimensionamento delle condotte a sollevamento meccanico

Si affronta innanzi tutto il problema del dimensionamento idraulico delle condotte a sollevamento meccanico, ossia della determinazione del loro diametro, che può essere effettuata seguendo il criterio di massima economia.

All'aumentare del diametro cresce il costo della condotta, mentre, per effetto della diminuzione delle perdite di carico, diminuisce la prevalenza dell'impianto di pompaggio e quindi anche il costo annuo dell'energia necessaria per il sollevamento; esiste perciò un valore del diametro in corrispondenza del quale risulta minima la somma del costo della condotta e del costo annuo capitalizzato dell'energia

necessaria al sollevamento.

In effetti ci sarebbe un terzo costo da mettere in conto, che è quello dell'impianto di sollevamento, che diminuisce all'aumentare del diametro della condotta, per la diminuzione della prevalenza e quindi della potenza delle pompe. Generalmente, però, si trascura per semplicità la variazione di tale costo, sia perché essa è di modesta entità rispetto alle variazioni dei primi due, sia perché in pratica risulta difficile commisurare esattamente la potenza dell'impianto a quella teoricamente necessaria, dal momento che occorre installare delle pompe esistenti in commercio. Si passa quindi alla determinazione dei primi due costi.

La potenza dell'impianto in Kw è espressa dalla (5.52), con la prevalenza H che è funzione del diametro D della condotta secondo la (5.53). Se si suppone, per ora, che la portata Q sollevata sia costante, dette T le ore annue di funzionamento dell'impianto e c_w il costo dell'unità di energia, espresso in Kw h, il costo globale annuo C_E dell'energia necessaria per il sollevamento è dato dalla:

$$C_E = \frac{9,81\,Q}{\eta}\left(H_g + \frac{b\,L}{D^\mu}\,Q^2\right) T\,c_w \tag{5.100}$$

dove il termine $\frac{9,81\,Q}{\eta}\,H_g\,T\,c_w$ rappresenta il costo dell'energia necessaria per vincere la prevalenza geodetica H_g ed è quindi indipendente dal diametro della tubazione.

Esprimendo il costo per unità di lunghezza della condotta premente mediante la (5.73), il costo totale C_c di questa risulta:

$$C_c = a\,D^\nu\,L \tag{5.101}$$

È necessario moltiplicare il costo C_c della condotta per un certo tasso r, al fine di renderlo omogeneo con quello dell'energia occorrente per il sollevamento, espresso dalla (5.100), che è un costo annuo.[8]

Il costo globale C_T da rendere minimo risulta perciò:

$$C_T = r\,a\,D^\nu\,L + \frac{9,81\,Q}{\eta}\left(H_g + \frac{b\,L}{D^\mu}\,Q^2\right) T\,c_w \tag{5.102}$$

Annullando la derivata della (5.102) rispetto a D, si perviene al diametro teorico di massima economia:

---

[8] Il tasso complessivo r da mettere in conto è pari alla somma dei tassi annui di ammortamento, di manutenzione e di interesse. Il primo è pari a $1/n$, se n è la vita della condotta in anni. Il secondo dipende da vari fattori, quali il tipo di materiale e di giunti della tubazione, la natura e l'accidentalità dei terreni attraversati ecc.; esso, comunque, risulta, in genere, pari a qualche unità percentuale (3–4% al più). Il tasso di interesse, infine, dipende dalla situazione di mercato e può quindi variare entro un campo abbastanza ampio. Comunque, senza voler entrare in dettagli che presupporrebbero specifiche conoscenze di carattere economico, si fa rilevare che non è opportuno assumere per tale tasso valori troppo elevati, che si verificano in genere solo in periodi di forte svalutazione monetaria; in tal caso, infatti, è da presumere che il costo c_w del Kw h subisca incrementi notevoli nel corso della vita della condotta, mentre nei calcoli in esame si introduce per c_w il costo attuale. Mediamente, si può assumere il tasso complessivo annuo r intorno al 15–16%.

$$D = \left(\frac{\mu\, 9,81\, b\, T\, c_w}{r\, a\, \nu\, \eta}\, Q^3 \right)^{\frac{1}{\nu+\mu}} \tag{5.103}$$

Spesso la soluzione viene ricercata per via numerica o grafica, anche se il procedimento è un po' più lungo: si tratta di calcolare i costi annui della condotta e dell'energia occorrente al sollevamento (cioè i due termini del 2° membro della (5.102)) corrispondenti a vari diametri commerciali D e quindi nel determinare la funzione somma, che presenterà un minimo in corrispondenza del diametro economico (figura 5.27); si ha così l'opportunità di verificare direttamente se il costo globale del sistema si discosta di meno dal valore minimo assumendo il diametro commerciale immediatamente superiore o quello immediatamente inferiore del diametro teorico di calcolo.

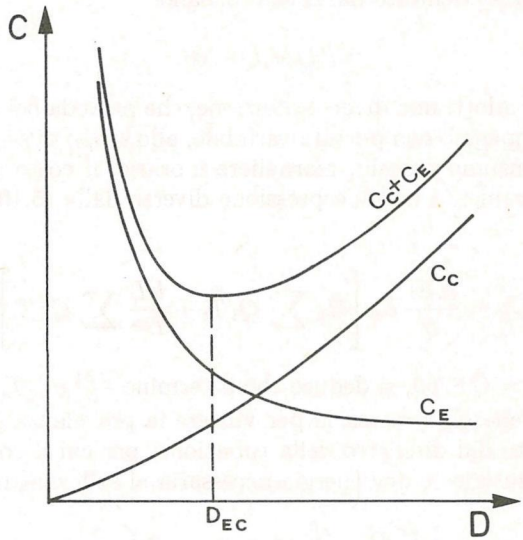


Fig. 5.27 Costi annui C_c della condotta e C_E dell'energia per il sollevamento in funzione del diametro della tubazione a sollevamento meccanico.

Naturalmente, andrà poi verificata la compatibilità della soluzione trovata con la velocità che si ha nella condotta, per la quale vale sempre il limite inferiore di 0,3÷0,4 m/s consigliato per le condotte a gravità, mentre, per evitare che si abbiano forti oscillazioni di carico di colpo d'ariete, è opportuno che la velocità non superi i 2 m/s.

Se la condotta adduttrice a sollevamento meccanico convoglia la portata media annua $\bar{Q}$, nella (5.103) bisogna introdurre questa portata e un numero di ore di funzionamento pari a quello dell'intero anno (T = 8760 ore); ma tale soluzione, come si è visto nel paragrafo 5.3, non risulta conveniente, in quanto richiederebbe una capacità di compenso del serbatoio urbano molto grande.

Per ridurre la capacità del serbatoio si può perciò sollevare e convogliare nell'adduttrice una portata Q costante, compresa tra quella media annua $\bar{Q}$ e

quella di punta oraria Q_h, per un numero di ore annue inferiore a 8760; quando la richiesta idrica della rete di distribuzione urbana è inferiore a tale portata Q, il livello nel serbatoio aumenta e, per evitare sprechi d'acqua e inutili consumi d'energia, è necessario interrompere l'afflusso d'acqua quando il serbatoio risulta pieno. Ciò può essere fatto, per esempio, mediante una valvola a galleggiante, posta subito a monte del serbatoio, che si chiuda completamente in un tempo sufficientemente lungo per impedire che le oscillazioni di carico da colpo d'ariete superino un determinato valore; dopo la completa chiusura della valvola, potrà quindi aversi l'arresto automatico delle pompe.

Se si gestisce nel modo descritto il sistema impianto di sollevamento–condotta adduttrice, la (5.103) risulta ancora valida, essendo effettivamente la portata Q costante. Le ore T di funzionamento annuo, da introdurre nella (5.103), si ricavano dall'ovvia relazione che esprime l'uguaglianza tra il volume idrico annuo sollevato $Q\,T$ e il volume idrico richiesto dal centro urbano.

$$T\,Q = \bar{Q}\,8760 \tag{5.104}$$

Qualora, invece, si adotti una diversa soluzione, che preveda nel corso dell'anno un diagramma di pompaggio con portata variabile, allo scopo di seguire più da vicino le variazioni di consumo mensili, giornaliere e orarie, il costo annuo dell'energia necessaria al sollevamento ha un'espressione diversa dalla (5.100) e precisamente è dato dalla:

$$C_E = \frac{9,81}{\eta}\,c_w \left[H_g \sum_i Q_i\,T_i + \frac{b\,L}{D^\mu} \sum_i Q_i^3\,T_i \right] \tag{5.105}$$

Essendo $\sum_i Q_i\,T_i = \bar{Q}\,8760$, si deduce che il termine $\frac{9,81}{\eta}\,c_w\,H_g \sum_i Q_i\,T_i$ rappresenta il costo dell'energia necessaria per vincere la prevalenza geodetica H_g ed è quindi indipendente dal diametro della tubazione, per cui il costo globale annuo della condotta adduttrice e dell'energia necessaria al sollevamento risulta ora:

$$C_T = r\;a\,D^\nu\,L + \frac{9,81}{\eta}\,c_w \left[H_g\,\bar{Q}\,8760 + \frac{b\,L}{D^\mu} \sum_i Q_i^3\,T_i \right] \tag{5.106}$$

Indicando con α la grandezza:

$$\alpha = \frac{\sum_i Q_i^3\,T_i}{\bar{Q}^3\,8760} \tag{5.107}$$

e annullando la derivata della (5.106) rispetto a D, si ricava il seguente valore del diametro teorico di massima economia:

$$D = \left(\frac{\mu\,9,81\,b\,T\,c_w}{r\;a\;\nu\,\eta}\,\alpha\bar{Q}^3 \right)^{\frac{1}{\nu+\mu}} \tag{5.108}$$

dove T assume il valore di 8760 ore.

A parte il coefficiente correttivo α, la (5.108) è identica alla (5.103), determinata nell'ipotesi di portata sollevata costante.

Occorre osservare che, una volta stabilita la portata massima Q che l'impianto può sollevare, il consumo annuo di energia risulta maggiore, a parità di diametro della condotta premente, se si stabilisce un diagramma di pompaggio costituito da intervalli di tempo con portata pari a Q alternati a intervalli con portata nulla, anziché un diagramma, detto comunemente *a inseguimento*, che segue più da vicino quello dei consumi idrici del centro abitato da servire.

Infatti, avendo presente che la (5.100) rappresenta il costo annuo dell'energia se il diagramma di pompaggio è costituito da una portata Q costante per complessive T ore nell'anno (con T dato dalla (5.104)), mentre la (5.105) è pari al costo annuo dell'energia se il diagramma è costituito nel complesso da un certo numero di valori Q_i di portata (tutti inferiori o uguali a Q) sollevati per T_i ore ed essendo $\sum_i Q_i T_i = Q\,T$, risulta sempre $Q^3\,T > \sum_i Q_i^3\,T_i = \alpha\,\bar{Q}^3\,8760$.

Ciò si riflette, ovviamente, sul valore del diametro teorico di massima economia della condotta; quello che si ottiene con la (5.103), sollevando una portata Q costante per un numero di ore annue T dato dalla (5.104), è maggiore di quello che si ricava dalla (5.108) per un diagramma a inseguimento con α dato dalla (5.107).

Essendo l'impianto di sollevamento costituito da più gruppi, si può realizzare il diagramma a inseguimento facendo funzionare solo alcuni gruppi nei periodi in cui la richiesta della rete è minore; naturalmente tale diagramma comporta una gestione un po' più onerosa dell'impianto.

5.19.1 Determinazione della pendenza piezometrica di massima economia delle condotte a sollevamento meccanico

A volte può risultare conveniente ricavare la pendenza piezometrica di massima economia, o perché si vuole evitare di determinare un'espressione analitica del costo della tubazione in funzione del diametro o perché la condotta premente è inserita in una rete più complessa, per la risoluzione della quale si è stabilito di procedere per via grafica.

In questo caso, detto $c(J)$ il costo per unità di lunghezza della tubazione, l'espressione del costo globale C_T da rendere minimo, nel caso di portata Q sollevata costante per T ore annue, è la seguente:

$$C_T = r\,c(J)\,L + \frac{9,81\,Q}{\eta}[H_g + J\,L]\,T\,c_w \tag{5.109}$$

Annullando la derivata della (5.109) rispetto a J, si ottiene:

$$\frac{\partial c(J)}{\partial J} = -\frac{9,81\,Q\,T\,c_w}{r\,\eta} \tag{5.110}$$

Risulta quindi noto il coefficiente angolare della tangente alla curva $c = c(J)$, che rappresenta il costo della tubazione in funzione della pendenza piezometrica J, su cui si è detto nel paragrafo 5.10; la soluzione è perciò rappresentata dall'ascissa del punto della curva in cui la tangente alla curva stessa ha un coefficiente angolare dato dalla (5.110).

Nel caso di portata sollevata variabile nel corso dell'anno, detta J la pendenza piezometrica corrispondente alla portata media annua $\bar{Q}$ e J_i la pendenza corrispondente alla generica portata Q_i sollevata, il costo globale risulta:

$$C_T = r\,c(J)\,L + \frac{9,81\,c_w}{\eta}\,[H_g \sum_i Q_i T_i + L \sum_i J_i Q_i T_i] \tag{5.111}$$

Anche in questo caso è opportuno introdurre il coefficiente α definito dalla (5.107), che, per l'equazione di moto, risulta pari a:

$$\alpha = \frac{\sum_i Q_i^3 T_i}{\bar{Q}^3\,8760} = \frac{\sum_i Q_i J_i T_i}{\bar{Q}\,J\,8760} \tag{5.112}$$

Annullando la derivata della (5.111) rispetto a J, dopo aver sostituito alla $\sum_i J_i Q_i T_i$ il valore $\alpha\,\bar{Q}\,J\,8760$ che si ricava dalla (5.112), si ottiene allora:

$$\frac{\partial c(J)}{\partial J} = -\frac{9,81\,\alpha\,\bar{Q}\,T\,c_w}{r\,\eta} \tag{5.113}$$

con $T = 8760$ ore.

La (5.113) viene ovviamente risolta con lo stesso procedimento illustrato per la (5.110) e il valore di J trovato è quello corrispondente alla portata media annua $\bar{Q}$; con l'equazione di moto si ricava poi il diametro D della tubazione.

È interessante osservare che per la (5.108) e la (5.113) risulta anche:

$$\frac{\partial c(J)}{\partial J} = -\frac{a\,\nu}{b\,\mu}\,\frac{D^{\nu+\mu}}{\bar{Q}^2} = -\frac{9,81\,\alpha\,\bar{Q}\,T\,c_w}{r\,\eta} \tag{5.113'}$$

nella quale, nel caso di portata Q sollevata costante, si può assumere $\alpha = 1$, $\bar{Q} = Q$ e T uguale alle effettive ore di funzionamento dell'impianto.

La (5.110) e la (5.113) potevano quindi essere anche direttamente dedotte dalle (5.89) e (5.108), senza utilizzare la (5.109) o la (5.111).

5.20 Dimensionamento economico del sistema condotta adduttrice a sollevamento meccanico–serbatoio di compenso

Detta $Q = \varphi\bar{Q}$ la portata massima che l'impianto è in grado di sollevare, se si stabilisce un diagramma di pompaggio nell'arco dell'anno che prevede il sollevamento della portata Q per T ore, poiché per la (5.104) risulta $T\,Q^3 = \bar{Q}\,8760\,Q^2$, dalla (5.103) si osserva che il diametro D di massima economia della condotta aumenta al crescere di tale portata Q e quindi del coefficiente φ; dalla (5.108) si deduce che la stessa cosa accade con un diagramma di pompaggio *a inseguimento*, in quanto il coefficiente α, definito dalla (5.107), aumenta al crescere della massima portata sollevata.

In definitiva, la somma dei costi annui della condotta e dell'energia necessaria al sollevamento meccanico presenta il suo minimo per valori del diametro D crescenti all'aumentare di φ e inoltre tale valore minimo risulta anch'esso crescente con φ, per cui, se non entrasse in gioco anche il costo del serbatoio di compenso, la soluzione più conveniente si avrebbe per $\varphi = 1$, cioè con portata sollevata costante e pari a quella media $\bar{Q}$ nell'arco dell'intero anno e il diametro della condotta sarebbe dato dalla (5.108) con $\alpha = 1$.

Poiché, invece, il volume, e quindi il costo del serbatoio, diminuisce al crescere di φ, la ricerca della soluzione più economica diviene assai più complessa.

Tenendo conto di quanto detto nel paragrafo 5.3, la somma dei costi annui della condotta adduttrice, del serbatoio e dell'energia occorrente per il sollevamento è data dalla:

$$C_T = r\,[a\,L\,D^{\nu} + 86\,400\,c_s\,\bar{Q}\,\psi(\varphi)] + \frac{9,81\,c_w}{\eta}\,8760\left[\bar{Q}\,H_g + \frac{b\,L}{D^{\mu}}\,\alpha\,\bar{Q}^3\right] \tag{5.114}$$

dove il coefficiente α, definito dalla (5.107), è una funzione di φ su cui si tornerà nel seguito.

Dalla (5.114) si vede che il costo totale C_T del sistema è funzione di D e di φ e la ricerca dei valori di D e di φ per i quali esso presenta dei massimi o dei minimi assoluti va effettuata annullando le derivate parziali della (5.114) fatte rispetto a D e rispetto a φ.

Ponendo pari a zero la $\partial c_T/\partial D$ si ricava per D l'espressione (5.108), nella quale α è una funzione di φ che dipende dal diagramma di pompaggio. Annullando la derivata della (5.114) fatta rispetto a φ si ottiene:

$$r\,86\,400\,c_s\,\bar{Q}\,\frac{\partial\psi}{\partial\varphi} + \frac{9,81\,c_w}{\eta}\,8760\,\frac{b\,L}{D^{\mu}}\,\bar{Q}^3\,\frac{\partial\alpha}{\partial\varphi} = 0 \tag{5.115}$$

Sostituendo nella (5.115) il diametro D di massima economia dato dalla (5.108), si ottiene una funzione della sola variabile φ, da cui è possibile ricavare il φ più economico:

$$\frac{\partial\psi}{\partial\varphi} + A\,\alpha^{-\frac{\mu}{\nu+\mu}}\,\frac{\partial\alpha}{\partial\varphi} = 0 \tag{5.116}$$

avendo indicato con A la grandezza costante:

$$A = \frac{L\left(\frac{9,81\,c_w\,b\,\bar{Q}^3\,8760}{\eta}\right)^{\frac{\nu}{\nu+\mu}}\left(\frac{\mu}{\nu\,a\,r}\right)^{-\frac{\mu}{\nu+\mu}}}{r\,c_s\,\bar{Q}\,86\,400} \tag{5.117}$$

Per quanto riguarda la funzione $\alpha = \alpha(\varphi)$, se si stabilisce un diagramma di pompaggio che prevede il sollevamento della portata $\varphi\bar{Q}$ per T ore annue e di una portata nulla per le restanti ore, risulta quanto segue: dalla (5.104) si ricava che le ore di funzionamento sono $T = 8760/\varphi$ e dalla (5.107) si ottiene allora:

$$\alpha = \frac{\varphi^3\,\bar{Q}^3\,\frac{8760}{\varphi}}{\bar{Q}^3\,8760} = \varphi^2 \tag{5.118}$$

Dalla (5.116) si ha quindi:

$$\frac{\partial\psi}{\partial\varphi} + A\,2\,\varphi^{\frac{\nu-\mu}{\nu+\mu}} = 0 \tag{5.119}$$

Se invece si stabilisce, in funzione di φ, un diagramma di pompaggio a inseguimento, che si discosti cioè il meno possibile dal diagramma dei consumi, la funzione $\alpha(\varphi)$ assume l'espressione [Milano, 1975]:

$$\alpha = 1,19 + 1,35\,(\varphi - 1,52)^3 \tag{5.120}$$

per cui dalla (5.116) si ottiene in questo caso:

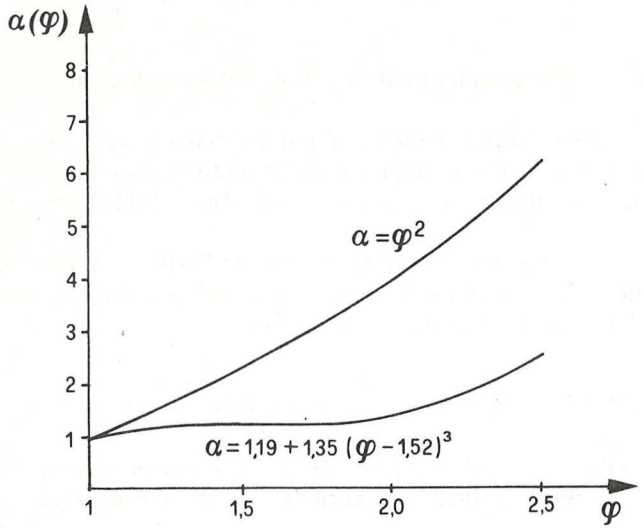


Fig. 5.28 Andamento della funzione $\alpha = \alpha(\varphi)$ per due diversi diagrammi di pompaggio.

$$\frac{\partial\psi}{\partial\varphi} + A\,\left[1,19 + 1,35\,(\varphi - 1,52)^3\right]^{-\frac{\mu}{\nu+\mu}}\,4,05\,(\varphi - 1,52)^2 = 0 \tag{5.121}$$

Naturalmente, il diagramma di pompaggio a inseguimento è più conveniente, nel senso che dà luogo a un minor costo globale annuo del sistema. Nella figura 5.28 sono tracciati gli andamenti della funzione $\alpha = \alpha(\varphi)$ secondo la (5.118) e la (5.120): si può osservare che la (5.118) fornisce valori di α molto maggiori, e quindi dà luogo a soluzioni meno economiche. La (5.119) è risolvibile facilmente passando alle coordinate logaritmiche:

$$log\left(-\frac{\partial\psi}{\partial\varphi}\right) = (log\,A + log\,2) + \frac{\nu - \mu}{\nu + \mu}\,log\,\varphi \tag{5.122}$$

La (5.122), nel piano $\left(log\left(-\frac{\partial\psi}{\partial\varphi}\right) - log\,\varphi\right)$ è l'equazione di una retta; l'intersezione di tale retta con la curva $log\left(-\frac{\partial\psi}{\partial\varphi}\right) = f\,(log\,\varphi)$ della figura 5.2, relativa al tipo di centro abitato A, B, C in considerazione, fornisce la soluzione del problema, in maniera del tutto analoga a quella vista nel paragrafo 5.3 a proposito

della soluzione economica del complesso condotta adduttrice a gravità–serbatoio di compenso. Per risolvere invece la (5.121), si procede nel seguente modo. Esprimendo la suddetta equazione in coordinate logaritmiche si ha:

$$log\left(-\frac{\partial\psi}{\partial\varphi}\right) = log\,A - \frac{\mu}{\nu+\mu}\,log\,\left[1,19 + 1,35\,(\varphi - 1,52)^3\right] +$$

$$log\,4,05 + 2\,log\,|\varphi - 1,52| \qquad (5.123)$$

Dalla (5.123) si vede che il $log\left(-\frac{\partial\psi}{\partial\varphi}\right)$ è una funzione $F(\varphi)$ di φ; costruita per punti tale funzione, l'ascissa φ del punto di intersezione di essa con la curva $log\left(-\frac{\partial\psi}{\partial\varphi}\right) = f(\varphi)$ della figura 5.2, relativa al tipo di centro abitato considerato, rappresenta la soluzione del problema.

Una volta trovato il valore di φ, si determina α mediante la (5.118) o la (5.120), a seconda del tipo di diagramma di pompaggio stabilito e quindi si calcola il diametro teorico della condotta con la (5.108). L'impianto di sollevamento va ovviamente dimensionato per la portata $Q = \varphi\,\bar{Q}$.

5.21 Opportunità di inserire degli impianti di sollevamento o di produzione di energia in condotte che potrebbero funzionare a gravità

Se il dislivello piezometrico esistente tra le estremità di una condotta funzionante a gravità è molto limitato e dà quindi luogo a una pendenza piezometrica J assai piccola in relazione alla portata Q, occorre una condotta di diametro molto grande, il cui costo può essere particolarmente elevato.

In casi del genere può risultare conveniente, dal lato economico, prevedere l'installazione di una stazione di pompaggio, qualora la somma del costo di tale stazione e del costo annuo capitalizzato dell'energia occorrente per il sollevamento risulti inferiore alla diminuzione del costo della tubazione, che si ha per effetto della riduzione del diametro conseguente all'aumento del carico motore disponibile.

Analogamente, se il dislivello piezometrico alle estremità di una condotta con funzionamento a gravità è molto grande, per cui dai calcoli idraulici si deduce che la velocità supera abbondantemente il valore limite superiore di 2–2,5 m/s ammissibile nelle adduttrici degli acquedotti, risulta necessario inserire lungo la tubazione delle valvole riduttrici di pressione, che dissipano una parte del carico motore disponibile, con il risultato che necessita un diametro della condotta maggiore e di conseguenza si riduce la velocità di deflusso.

In situazioni del genere, quando le portate e i carichi motori in gioco sono molto grandi, può risultare economicamente conveniente l'utilizzazione di una parte del carico per la produzione di energia.

Naturalmente, l'opportunità di inserire un impianto di sollevamento o un impianto di produzione di energia va valutata in base a considerazioni di natura non solo economica, ma anche tecnica; infatti, impianti del genere pongono dei problemi di gestione e rendono più complesso il funzionamento del sistema, per cui risulta opportuno realizzarli solo se i vantaggi economici sono di entità cospicua.

Per poter valutare tali vantaggi, si supponga di inserire, in una condotta a gravità funzionante con una pendenza piezometrica J_g (figura 5.29), un salto ΔH positivo mediante una stazione di pompaggio, così da ottenere una pendenza piezometrica $J > J_g$ (figura 5.30), o un salto ΔH negativo, installando un impianto di produzione di energia, passando così a una pendenza piezometrica $J < J_g$ (figura 5.31).

Nella prima ipotesi, nel caso di portata costante nel corso dell'anno, prescindendo dal costo della stazione di pompaggio, il costo globale annuo C_T della condotta e dell'energia necessaria al sollevamento, usando la stessa simbologia adoperata nel paragrafo 5.18.1 e che ha condotto alla (5.109), è dato dalla relazione:

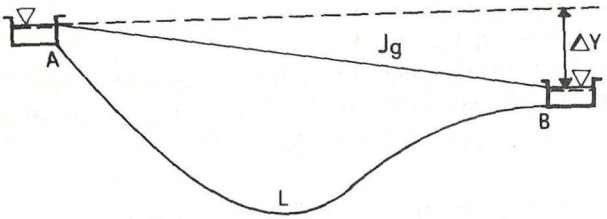


Fig. 5.29 Schema di condotta funzionante a gravità.

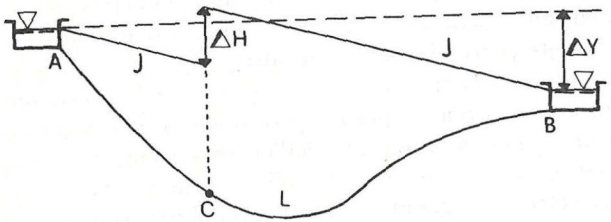


Fig. 5.30 Inserimento di una stazione di pompaggio in una condotta che potrebbe funzionare a gravità.

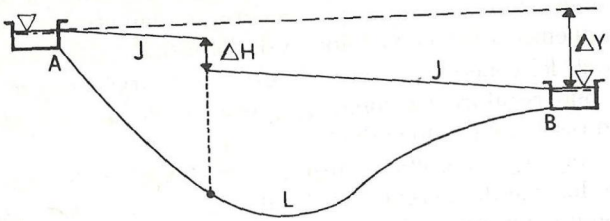


Fig. 5.31 Sfruttamento a scopo idroelettrico di una parte del dislivello piezometrico esistente tra le estremità di una condotta funzionante a gravità.

$$C_T = r\,c(J)\,L + \frac{9,81\,c_w}{\eta}\,Q\,(J - J_g)\,L\,T \tag{5.124}$$

dove $(J - J_g)\,L = \Delta H$ rappresenta la prevalenza dell'impianto.

Annullando la derivata della (5.124) rispetto a J, si ottiene un'equazione identica alla (5.110), da cui si ricava perciò un valore della pendenza piezometrica J di massima economia indipendente da J_g ed esattamente uguale a quello relativo a una condotta funzionante a sollevamento meccanico.

Nel caso più generale di portata variabile nel corso dell'anno, il costo globale C_T da rendere minimo diviene:

$$C_T = r\,c(J)\,L + \frac{9,81\,c_w}{\eta}\,L\left[\sum_i Q_i\,(J_i - J_g)\,T_i\right] \tag{5.125}$$

dove si è indicato con J la pendenza piezometrica corrispondente alla portata media annua $\bar{Q}$, come già fatto nel paragrafo 5.18.1.

Anche in questo caso, ponendo pari a α la grandezza definita dalla (5.112) e annullando la derivata della (5.125) fatta rispetto a J, si perviene a un'equazione identica alla (5.113), da cui si ottiene un valore della pendenza piezometrica J di massima economia ancora uguale a quello che si ha per condotta a sollevamento meccanico.

Detto J_{ec} il valore di J che si ricava, se risulta $J_{ec} = J_g$ significa che la pendenza piezometrica economica è proprio quella che caratterizza il funzionamento a gravità della tubazione; se risulta $J_{ec} > J_g$ significa che, da un punto di vista puramente economico, sarebbe conveniente il sollevamento meccanico; se invece risulta $J_{ec} < J_g$ significa che, sempre sotto l'aspetto esclusivamente economico, potrebbe essere conveniente sfruttare per la produzione di energia una parte del dislivello piezometrico esistente tra le estremità della tubazione.

Peraltro, in questo caso il valore di J_{ec} non sarebbe più quello che si deduce dalla (5.124) o dalla (5.125), ma andrebbe ricavato in base alle seguenti considerazioni.

Nel caso di portata Q costante, il salto ΔH utilizzabile è dato, in funzione di J, dalla (figura 5.31):

$$\Delta H = (J_g - J)\,L \tag{5.126}$$

All'aumentare di J, si ha una diminuzione del diametro e quindi del costo della condotta, ma si ha anche una riduzione del salto ΔH utilizzabile e quindi del costo annuo dell'energia che viene prodotta; occorre perciò minimizzare in questo caso la funzione:

$$C_T = r\,c_c(J)\,L - \eta\,9,81\,c_w\,Q\,(J_g - J)\,L\,T \tag{5.127}$$

dove, nel secondo membro, il primo termine rappresenta il costo annuo della condotta e il secondo termine il costo annuo dell'energia prodotta (il segno negativo sta a significare che si tratta di un introito anziché di una spesa). La (5.127) differisce dalla (5.124) solo perché il rendimento η compare al numeratore, anziché al denominatore.

Annullando la derivata della (5.127) rispetto a J, si ottiene perciò ancora un'equazione identica alla (5.110), con η che compare al numeratore invece che al denominatore.

Nel caso di portata variabile nel corso dell'anno, la funzione da rendere minima risulta ovviamente:

$$C_T = r\, c_c(J)\, L - \eta\, 9,81\, c_w\, L \sum_i Q_i\, (J_g - J_i)\, T_i \tag{5.128}$$

avendo, al solito, indicato con J la pendenza piezometrica corrispondente alla portata media annua $\bar{Q}$.

Ponendo anche ora pari ad α la grandezza definita dalla (5.112) e annullando la derivata rispetto a J della (5.128), si perviene a un'equazione identica alla (5.113) – con η che figura però al numeratore anziché al denominatore – equazione da cui si ottiene la J_{ec}.

Si fa presente che in genere il rendimento η è da assumere un po' maggiore nel caso di inserimento di un impianto di produzione di energia rispetto a quello di installazione di una stazione di pompaggio. Comunque, essendo in entrambi i casi sempre $\eta < 1$, dalla (5.110) (o dalla (5.113) nel caso di portata variabile), si deduce che la $\partial c(J)/\partial J$ risulta, in modulo, maggiore in presenza di un impianto di sollevamento che non in presenza di un impianto di produzione di energia, per cui, osservando la figura 5.16, si deduce che il valore J_{ec1} nel 1° caso è minore di quello J_{ec2} che si ha nel 2° caso.

Perciò, se la pendenza piezometrica J_g disponibile ricade nel campo $J_{ec1} < J_g < J_{ec2}$ non risulta conveniente, neanche da un punto di vista puramente economico, inserire né stazione di pompaggio, né impianti di produzione di energia. Infatti, essendo $J_g > J_{ec1}$, non è conveniente installare stazioni di sollevamento che farebbero ulteriormente aumentare la J; d'altra parte, essendo la pendenza economica relativa alla presenza di un impianto di produzione di energia $J_{ec2} > J_g$, non è opportuno sfruttare alcun salto.

Si fa osservare che il problema visto in precedenza può essere risolto anche per via analitica, determinando il diametro D_{ec} di massima economia della tubazione; infatti, nel caso di inserimento di una stazione di pompaggio in una condotta che potrebbe funzionare a gravità, se si indica con D il diametro corrispondente alla generica pendenza piezometrica J e con D_g quello corrispondente alla pendenza J_g e si esprime il costo della tubazione in funzione di D anziché di J, la (5.124) si trasforma nella:

$$C_T = r\, a\, D^{\nu}\, L + \frac{9,81\, c_w}{\eta}\, b\, Q^3\, T\, L \left(\frac{1}{D^{\mu}} - \frac{1}{D_g^{\mu}} \right) \tag{5.129}$$

Annullando la derivata della (5.129) rispetto a D, si ottiene per il diametro D_{ec} di massima economia lo stesso valore fornito dalla (5.103) per il caso di tubazione funzionante a sollevamento meccanico.

Analogamente, nel caso di portata variabile nel corso dell'anno, la (5.125) si trasforma in un'espressione del tutto analoga alla (5.129):

$$C_T = r\,a\,D^{\nu}\,L + \frac{9,81\,c_w}{\eta}\,b\,L\sum_i Q_i^3\,T_i\left(\frac{1}{D^{\mu}} - \frac{1}{D_g^{\mu}}\right) \tag{5.130}$$

dove in questo caso D_g è il diametro che con la pendenza piezometrica J_g disponibile permette il deflusso della portata massima.

Introducendo il coefficiente α definito dalla (5.107) e annullando la derivata della (5.130) rispetto a D, si ricava per il D_{ec} un'espressione identica alla (5.108). Nel caso di inserimento di un impianto di produzione di energia si perviene ovviamente, a espressioni di D_{ec} che sono le stesse della (5.103) e della (5.108), rispettivamente nel caso di portata costante e di portata variabile nel corso dell'anno, con l'unica differenza che il rendimento η figura al numeratore anziché al denominatore.

Se il diametro economico D_{ec1} ricavato con la (5.103) o la (5.108) risulta minore del diametro D_g relativo alla tubazione funzionante a gravità, da un punto di vista puramente economico sarebbe conveniente inserire un impianto di pompaggio; analogamente, se il diametro economico D_{ec2}, che si ottiene con le stesse formule ma con il rendimento η al numeratore anziché al denominatore, risulta maggiore di D_g, sarebbe economicamente vantaggioso prevedere un impianto di produzione di energia.

È da notare che risulta $D_{ec2} < D_{ec1}$ e se il diametro D_g ricade nel campo $D_{ec2} < D_g < D_{ec1}$ non è conveniente, neanche sotto l'aspetto esclusivamente economico, l'inserimento di impianti di pompaggio o di produzione di energia.

Naturalmente, come accennato all'inizio del paragrafo, la valutazione dell'effettiva convenienza di inserire l'impianto di sollevamento o di produzione di energia in una condotta che può funzionare a gravità, va fatta in base a considerazioni di ordine tecnico e inoltre la convenienza economica non può prescindere a priori dal costo dei suddetti impianti.

Come si è detto nel paragrafo 5.19, nel caso in cui l'impianto di sollevamento risulta indispensabile, la ricerca della soluzione più economica può essere fatta, senza commettere un apprezzabile errore, senza considerare il costo dell'impianto stesso, che varia molto poco al variare della potenza installata e quindi del diametro della tubazione.

Nel caso in esame, invece, il costo dell'impianto è inesistente se la condotta funziona a gravità, per cui non si può prescindere da esso se si adotta una soluzione che preveda il pompaggio o lo sfruttamento di un salto per la produzione di energia. Quindi l'effettiva convenienza, da un punto di vista esclusivamente economico, di inserire l'impianto di sollevamento o di produzione di energia può essere stabilita nel seguente modo.

Si determina innanzi tutto, con l'equazione di moto (5.23), il diametro D_g relativo alla soluzione a gravità e quindi con la (5.101) il costo della condotta; con la (5.108) si ricava poi il diametro di massima economia, quello cioè per cui risulta nulla la derivata rispetto a D del costo totale annuo C_T dato dalla (5.130) (con η al numeratore anziché al denominatore nel caso di produzione di energia). Con la (5.130) si determina quindi tale costo annuo C_T, al quale va sommato il costo, sempre su base annua, dell'impianto di sollevamento o di produzione di energia, ottenedo così un costo totale annuo che va confrontato con il costo annuo della condotta avente il diametro D_g che ne consente il funzionamento a gravità.

Il costo annuo dell'impianto di sollevamento o di produzione di energia da mettere in conto è quello complessivo, che comprende, cioè, sia quello delle apparecchiature elettromeccaniche che quello delle opere murarie.

5.22 Problemi di progetto delle reti di adduzione ramificate, quando sono presenti in alcuni tratti impianti di sollevamento meccanico o di produzione di energia

Come già supposto nei paragrafi 5.14 e 5.15 per le reti ramificate funzionanti esclusivamente a gravità, si ammette, per ora, che anche per i tratti in cui è presente un salto piezometrico positivo (ossia un impianto di sollevamento) o un salto piezometrico negativo (ossia un impianto di produzione di energia) sia noto il diagramma delle portate defluenti nell'arco dell'anno e quindi siano note sia la massima portata $Q = \varphi \bar{Q}$ che la funzione $\alpha = \alpha(\varphi)$ di cui si è detto nel paragrafo 5.20. Sono in questo caso da considerare nodi i punti in cui è installato un impianto di pompaggio o di produzione di energia, per cui, rispetto a una rete funzionante a gravità, si hanno tante incognite in più quanti sono gli impianti per ognuno dei quali non è noto il valore del salto piezometrico ΔH; per ciascun impianto è possibile scrivere un'equazione di economia, che permette di ricavare direttamente il valore del diametro del tratto in cui è presente l'impianto stesso, indipendentemente dal resto della rete, per cui, in definitiva, il numero delle equazioni disponibili risulta ancora uguale a quello delle incognite e ciò consente di determinare la soluzione idraulica più economica, procedendo anche in questo caso per successive iterazioni.

Se n è il numero complessivo dei nodi, le incognite del problema sono infatti $t + n$: i diametri (o le pendenze piezometriche) dei t tratti, i salti ΔH di carico per i nodi in cui è presente un impianto e le quote piezometriche per gli altri nodi. Le equazioni sono quelle di moto, pari al numero t dei tratti e le n equazioni di economia ai nodi, per le quali è opportuno fare delle precisazioni.

Procedendo per via analitica, per i nodi che collegano solo tubazioni a gravità le equazioni vengono scritte nella consueta forma (5.90); per i nodi in cui si ha un salto di carico piezometrico nella forma (5.108) o (5.113′), che consentono di ricavare direttamente il diametro economico del tratto in cui c'è il salto piezometrico indipendentemente dall'economia dell'intero sistema; per i nodi che collegano tratti funzionanti a gravità e tratti a sollevamento, l'equazione assume ancora la forma (5.90), con l'avvertenza però che il termine relativo al tratto a sollevamento assume l'espressione:

$$\frac{a_i\,\nu_i}{b_i\,\mu_i}\,\frac{D_i^{\nu_i+\mu_i}}{\alpha\,\bar{Q}_i^2} = \frac{9,81\,c_W\,\bar{Q}_i\,T}{r\,\eta} \tag{5.131}$$

con $T = 8760$ ore.

Infatti, se ci si riferisce alla figura (5.20) e una delle tubazioni in arrivo al nodo N è a sollevamento meccanico, a una variazione infinitesima di quota piezometrica dY del nodo corrisponde una variazione infinitesima della prevalenza geodetica $dH_g = dY$ e una conseguente variazione infinitesima del costo del sollevamento; derivando la (5.106) rispetto ad H_g, si vede che la $\frac{\partial c_T}{\partial H_g} = \frac{\partial c_T}{\partial Y}$ è indipendente dalla legge di variazione della portata Q nel tempo e assume sempre l'espressione del

2° membro della (5.131), che, per la (5.113′), è uguale al 1° membro della stessa equazione.

Quindi nella (5.90) il termine relativo al tratto a sollevamento assume la stessa espressione formale degli altri, introducendo, al posto del quadrato della portata massima Q_i^2, che compare per i tratti a gravità, il quadrato della portata media annua $\bar{Q}_i^2$ moltiplicato per α. Il suddetto termine risulta in effetti noto a priori, essendo pari al 2° membro della (5.131).

Naturalmente, nell'equazione di economia (5.90) il termine relativo al tratto a sollevamento figurerà al 1° membro se tale tratto è in arrivo e al 2° membro se è in partenza dal nodo.

Quanto detto sopra, vale anche per i nodi ai quali sono collegati tratti che sfruttano lungo il loro percorso (o all'altro estremo) un salto piezometrico; al solito, il rendimento η figurerà al numeratore anziché al denominatore del 2° membro della (5.131).

Il metodo di risoluzione pratica del problema risulta leggermente diverso a seconda che gli impianti di sollevamento o di produzione siano inseriti in tratti di estremità o in tratti intermedi della rete; le esemplificazioni numeriche di seguito riportate chiariscono meglio il procedimento da seguire.

1° Esempio numerico

Si voglia dimensionare la rete di adduzione ramificata rappresentata nella figura 5.32, che convoglia le portate provenienti dalle opere di presa A e E nei serbatoi C—G—N; il tratto 4 funziona a sollevamento meccanico per la presenza di un impianto di pompaggio nell'estremità E. Di seguito alla figura 5.32 sono indicate le lunghezze, le portate massime e i materiali delle tubazioni dei vari tratti e le quote piezometriche alle estremità della rete (per l'estremo E la quota è ovviamente quella a monte della stazione di sollevamento); per i tratti 4 e 7 sono indicati anche i valori della portata media annua $\bar{Q}$.

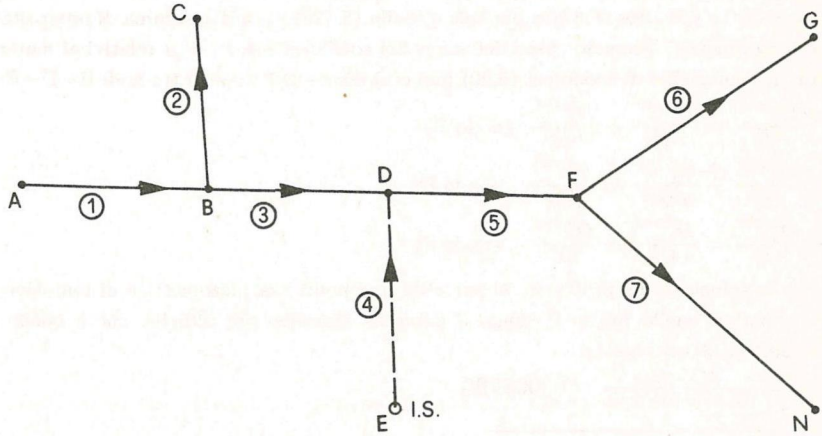


Fig. 5.32 Rete del 1° esempio numerico .

$H_A = 820$ m ; $L_1 = 12\,000$ m ; $Q_1 = 1{,}5$ m^3/s
$H_C = 700$ m ; $L_2 = 6400$ m ; $Q_2 = 0{,}52$ m^3/s
$H_E = 540$ m ; $L_3 = 5800$ m ; $Q_3 = 0{,}98$ m^3/s
$H_G = 536$ m ; $L_4 = 8600$ m ; $Q_4 = 0{,}63$ m^3/s ; $\bar{Q}_4 = 0{,}32$ m^3/s
$H_N = 320$ m ; $L_5 = 7900$ m ; $Q_5 = 1{,}61$ m^3/s
$L_6 = 11\,500$ m ; $Q_6 = 0{,}7$ m^3/s
$L_7 = 15\,000$ m ; $Q_7 = 0{,}91$ m^3/s ; $\bar{Q}_7 = 0{,}57$ m^3/s

Materiali: tratti 1−2−3 in cemento armato precompresso, tratti 4−5 in acciaio con rivestimento interno bituminoso a spessore, tratti 6 e 7 in ghisa sferoidale con rivestimento interno cementizio.

Il problema viene risolto per via analitica, assumendo quali incognite dei vari tratti i diametri, anziché le pendenze piezometriche; per via grafica si procederebbe peraltro in modo del tutto analogo, utilizzando le curve $c = c(J)$ relative a vari tratti di tubazione.

Le perdite di carico vengono determinate con le stesse formule adoperate nella esemplificazione numerica riportata al termine del paragrafo 5.15:

$J = 0,00183\, Q^2\, D^{-5,333}$ (cemento armato precompresso)
$J = 0,00085\, Q^2\, D^{-5,333}$ (acciaio)
$J = 0,00103\, Q^2\, D^{-5,333}$ (ghisa sferoidale)

Per quanto riguarda i coefficienti a della (5.42), non ci si può in questo caso limitare a conoscere i rapporti tra i valori a relativi ai tre materiali usati, in quanto nell'equazione di economia (5.108), che fornisce il diametro del tratto 4 a sollevamento, figura esplicitamente il coefficiente a relativo al materiale della tubazione del tratto stesso (acciaio). Si abbiano quindi i seguenti valori di a e di ν: (9)

$a = 650\,000$ L.; $\nu = 1{,}37$ (acciaio)
$a = 602\,000$ L.; $\nu = 1{,}15$ (cemento armato precompresso)
$a = 728\,000$ L.; $\nu = 1{,}22$ (ghisa sferoidale)

e inoltre:

$r = 0{,}15$; $c_w = 215$ L. ; $\eta = 0{,}70$

Essendo per il tratto 4 il rapporto $\varphi = Q_{max}/\bar{Q} = 1,6$, si è assunto un valore del coefficiente $\alpha = 1{,}20$, che si ricava per tale φ dalla (5.120), se il diagramma di pompaggio è del tipo a inseguimento. Tenendo conto dei valori dei coefficienti a, ν, b, μ relativi ai materiali dei vari tratti, l'equazione di economia (5.90) può così essere scritta per i tre nodi B−D−F:

$$\frac{D_1^{6,483}}{Q_1^2} = \frac{D_2^{6,483}}{Q_2^2} + \frac{D_3^{6,483}}{Q_3^2} \quad \text{(nodo B)}$$

$$0,361\,\frac{D_3^{6,483}}{Q_3^2} + \frac{D_4^{6,703}}{\alpha\,\bar{Q}_4{}^2} = \frac{D_5^{6,703}}{Q_5^2} \quad \text{(nodo D)}$$

$$1,312\,\frac{D_5^{6,703}}{Q_5^2} = \frac{D_6^{6,553}}{Q_6^2} + \frac{D_7^{6,553}}{Q_7^2} \quad \text{(nodo F)}$$

Per la soluzione del problema, si parte da una pendenza piezometrica di tentativo J_1 nel tratto 1, pari a quella media $\bar{J}$ lungo il percorso idraulico più difficile, che è quello che va dall'estremo A all'estremo G:

$$J_1 = \bar{J} = \frac{H_A - H_G}{L_1 + L_3 + L_5 + L_6} = 0,007796$$

(9) I valori dei rapporti tra i coefficienti a dei tre materiali sono uguali a quelli visti nel precedente esempio numerico.

Con tale valore di J_1 si ricava:
$D_1 = 0{,}887$ m (con l'equazione di moto nel tratto 1); $Y_B = H_A - J_1 L_1 = 726{,}45$ m; $D_2 = 0{,}672$ m (con l'equazione di moto nel tratto 2).

Con i valori di D_1 e D_2 trovati risulta impossibile soddisfare l'equazione di economia (5.90) al nodo B (si ricaverebbe infatti un valore di D_3 negativo), per cui occorre procedere a una nuova iterazione, partendo da un valore di J_1 diverso. Poiché per poter soddisfare la suddetta equazione deve aumentare il termine del primo membro e deve diminuire il primo dei due termini del secondo membro, il nuovo tentativo va effettuato con un valore di $J_1 < \bar{J}$: si assume perciò $J_1 = 0{,}0070$, per cui si ha successivamente:

$D_1 = 0{,}905$ m (con l'equazione di moto nel tratto 1);
$Y_B = H_A - J_1 L_1 = 736{,}00$ m;
$D_2 = 0{,}634$ m (con l'equazione di moto nel tratto 2);
$D_3 = 0{,}606$ m (con l'equazione di economia al nodo B);
$Y_D = 588{,}61$ m (con l'equazione di moto nel tratto 3);
$D_4 = 0{,}607$ m (con l'equazione di economia (5.108) relativa al tratto 4 a sollevamento meccanico);
$D_5 = 0{,}963$ m (con l'equazione di economia al nodo D);
$Y_F = 567{,}41$ m (con l'equazione di moto nel tratto 5);
$D_7 = 0{,}574$ m (con l'equazione di moto nel tratto 7)
$D_6 = 0{,}768$ m (con l'equazione di economia al nodo F);

con tale valore di D_6, applicando l'equazione di moto al tratto 6 si perviene a una quota di estremità $H_G = 543{,}60$ m, che è maggiore di quella reale $H_G = 536$ m. Ciò significa che lungo il percorso che va dall'estremo A all'estremo G si è avuta una dissipazione di carico inferiore al carico disponibile, per cui il nuovo tentativo di calcolo va fatto partendo da un valore di J_1 un po' maggiore: si è assunto $J_1 = 0{,}00702$, per cui si ha successivamente:

$D_1 = 0{,}905$ m (con l'equazione di moto nel tratto 1);
$Y_B = H_A - J_1 L_1 = 735{,}76$ m;
$D_2 = 0{,}635$ m (con l'equazione di moto nel tratto 2);
$D_3 = 0{,}600$ m (con l'equazione di economia al nodo B);
$Y_D = 580{,}66$ m (con l'equazione di moto nel tratto 3);
$D_4 = 0{,}607$ m (con l'equazione di economia (5.108)) ;
$D_5 = 0{,}963$ m (con l'equazione di economia al nodo D);
$Y_F = 567{,}41$ m (con l'equazione di moto nel tratto 5);
$D_7 = 0{,}574$ m (con l'equazione di moto nel tratto 7)
$D_6 = 0{,}768$ m (con l'equazione di economia al nodo F);

Mediante l'equazione di moto nel tratto 6 si perviene ora a una quota di estremità $H_G = 535{,}64$ m, che differisce di soli 0,36 m da quella reale, per cui la soluzione trovata è senz'altro soddisfacente.

Con l'equazione di moto nel tratto 4, applicata per una portata Q pari a quella massima, si deduce che con il valore $D_4 = 0{,}607$ m si ha in tale tratto una perdita di carico $\Delta H = 41{,}58$ m, per cui la quota piezometrica in E, subito a valle dell'impianto di pompaggio risulta:

$$Y_E = Y_D + \Delta H = 622{,}24 \text{ m}$$

si ricava quindi la massima prevalenza ΔH_E dell'impianto:

$$\Delta H_E = Y_E - H_E = 82{,}24 \text{ m}$$

Occorre poi passare dalla soluzione teorica alla quale si è pervenuti a una soluzione con i diametri commerciali.

Qualora il tratto 4 abbia una lunghezza trascurabile, come per esempio accadrebbe nel caso che venga direttamente immessa nella rete una portata sollevata da un pozzo ubicato nelle immediate vicinanze del nodo D, la soluzione sarebbe la stessa. In questo caso, ovviamente, il valore del diametro D_4 non avrebbe influito sulla economicità della soluzione; è però da tener presente che, se per motivi pratici si adotta un D_4 diverso da quello che si ricava dalla (5.108), nell'equazione di economia al nodo D va inserito per D_4 il valore che fornisce la (5.108). Tale equazione può essere anche scritta nella seguente forma, che si ricava dalla (5.90), avendo presente la (5.131):

$$72\,170\,\frac{D_3^{6,483}}{Q_3^2} + \frac{9,81\,\bar{Q}\,T\,c_w}{r\,\eta} = 196\,446\,\frac{D_5^{6,703}}{Q_5^2}$$

2° Esempio numerico

Con la soluzione teorica trovata sopra si ha nel tratto 7 una velocità $v = 3{,}48$ m/s al deflusso della portata massima. Poiché tale velocità è eccessiva e la portata media annua che defluisce nel tratto 7 è abbastanza elevata, si vuole valutare la convenienza, da un punto di vista economico, di sfruttare un salto piezometrico lungo tale tratto per la produzione di energia.

Lo schema della rete diventa ora quello rappresentato nella figura 5.33, nel quale c'è un nuovo nodo (nodo M): risulta quindi introdotta un'altra incognita, rappresentata dal salto ΔH_M in tale nodo; l'ulteriore equazione che si può utilizzare è la (5.108), con η al numeratore anziché al denominatore, equazione che fornisce il diametro economico del tratto 7, nel quale si sfrutta il salto ΔH_M; inoltre, nell'equazione di economia al nodo F, al posto del termine $\dfrac{D_7^{6,553}}{Q_7^2}$ (con Q_7 portata massima) va inserito il termine $\dfrac{D_7^{6,553}}{\alpha\,\bar{Q}_7^2}$.

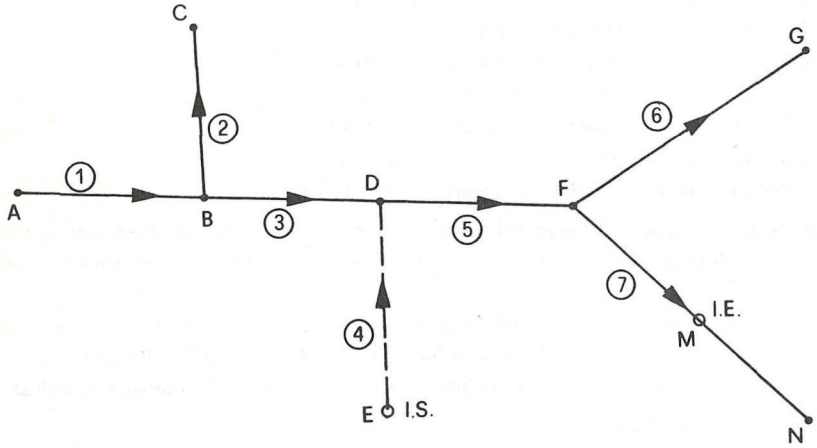


Fig. 5.33 Rete del 2° esempio numerico .

Per la soluzione della (5.108) si assume un valore di $\alpha = 1{,}2$ essendo, come nel tratto 4, pari a 1,6 il rapporto tra la portata massima e quella media annua; si assume, inoltre, un valore del rendimento globale dell'impianto di produzione di energia η =0,85. La soluzione economica della rete dovrà presentare nei vari tratti pendenze piezometriche minori di quelle trovate nell'ipotesi di non sfruttare alcun salto (e quindi diametri maggiori).

Per la prima iterazione di calcolo si parte perciò da una pendenza piezometrica di tentativo $J_1 = 0{,}0055$, inferiore a quella trovata nella soluzione precedente ($J_1 = 0{,}00702$). Con $J_1 = 0{,}0055$ risulta successivamente:

$D_1 = 0{,}947$ m (con l'equazione di moto nel tratto 1);
$Y_B = H_A - J_1\, L_1 = 754{,}00$ m;
$D_2 = 0{,}587$ m (con l'equazione di moto nel tratto 2);
$D_3 = 0{,}772$ m (con l'equazione di economia al nodo B);
$Y_D = 713{,}63$ m (con l'equazione di moto nel tratto 3);
$D_4 = 0{,}607$ m (con l'equazione di economia (5.108) relativa al tratto 4 a sollevamento meccanico);
$D_5 = 0{,}986$ m (con l'equazione di economia al nodo D);
$Y_F = 695{,}06$ m (con l'equazione di moto nel tratto 5);
$D_7 = 0{,}760$ m (con l'equazione di economia (5.108) relativa al tratto 7 con η al numeratore anziché al denominatore)
$D_6 = 0{,}556$ m (con l'equazione di economia al nodo F);

Con l'equazione di moto nel tratto 6 si perviene a una $Y_G = 561{,}93$ m, che è più alta di 25,96 m rispetto alla Y_G reale per cui il secondo tentativo di calcolo va effettuato partendo da una J_1 un po' maggiore di quella del primo tentativo. Assumendo $J_1 = 0{,}00565$ risulta:

$D_1 = 0{,}942$ m (con l'equazione di moto nel tratto 1);
$Y_B = H_A - J_1\, L_1 = 752{,}20$ m;
$D_2 = 0{,}591$ m (con l'equazione di moto nel tratto 2);
$D_3 = 0{,}762$ m (con l'equazione di economia al nodo B);
$Y_D = 708{,}90$ m (con l'equazione di moto nel tratto 3);
$D_4 = 0{,}607$ m (con l'equazione di economia (5.108));
$D_5 = 0{,}986$ m (con l'equazione di economia al nodo D);
$Y_F = 690{,}15$ m (con l'equazione di moto nel tratto 5);
$D_7 = 0{,}760$ m (con l'equazione (5.108) con η al numeratore, anziché al denominatore)
$D_6 = 0{,}540$ m (con l'equazione di economia al nodo F);

Con tale valore di D_6, applicando l'equazione di moto al tratto 6, si perviene all'estremo G con una quota $Y_G = 535{,}92$ m, molto prossima a quella reale, per cui la soluzione è soddisfacente.

Con il diametro $D_7 = 0{,}760$ m, si ha una perdita di carico nel tratto 7 di 55,29 m al deflusso della portata massima. Il salto ΔH utilizzabile nel nodo M per tale portata massima risulta perciò:

$$\Delta H_M = Y_F - 55,29m - H_N = 314{,}86 \text{ m}.$$

Poiché tale salto non risulta costante, ma aumenta al diminuire delle portate defluenti, l'energia annua prodotta è data, a meno di c_w, dal secondo termine del secondo membro della (5.130), con η al numeratore anziché al denominatore:

$$E = b\, L\, 9,81\, \eta \sum_i Q_i^3\, T_i \left(\frac{1}{D_{7g}^{\mu}} - \frac{1}{D_7^{\mu}}\right)$$

dove D_{7g} rappresenta il diametro del tratto 7 necessario per il deflusso della portata massima con una differenza di carico alle estremità pari a $Y_F - H_N$. Introducendo il coefficiente α dato dalla (5.107), che come si è visto assume in questo caso il valore 1,20, si ha:

$$E = 9,81\,\eta\, b\, L\, \alpha\, \bar{Q}^3\, T\left(\frac{1}{D_{7g}^{\mu}} - \frac{1}{D_7^{\mu}}\right)$$

Dall'equazione di moto nel tratto 7, per Y_F = 690,15 m si ricava D_{7g} = 0,532 m e quindi E = 6 179 357 Kwh.

Con la soluzione che prevede lo sfruttamento di un salto lungo il tratto 7, si innalza la quota piezometrica del nodo D da 580,66 m a 708,90 m, per cui aumenta di 128,24 m la prevalenza dell'impianto di sollevamento che si trova in E (sempre al deflusso della portata massima) e quindi cresce anche l'energia annua necessaria al sollevamento. Inoltre, utilizzando il salto in M, aumentano i diametri dei tratti 1—3—5—7, mentre diminuiscono i diametri nei tratti 2 e 6.

Per valutare l'effettiva convenienza di utilizzare il salto, è quindi opportuno determinare i costi globali annui delle due soluzioni trovate che, prescindendo per ora dal costo degli impianti, risultano:

1^a soluzione

$$C_T = [602\,000\,(0{,}905^{1,15}\ 12\,000 + 0{,}635^{1,15}\ 6400 + 0{,}600^{1,15}\ 5800) + 650\,000\,(0{,}607^{1,37}\ 8600 + 0{,}963^{1,37}\ 7900) + 728\,000\,(0{,}768^{1,22}\ 11\,500 + 0{,}577^{1,22}\ 15\,000)]\ 0{,}15 + \frac{9{,}81}{0{,}70}\ 215\ 8760\ [(580{,}66 - 540{,}00)\ 0{,}320 + \frac{0{,}00085\ 8600}{0{,}607^{5,333}}\ 1{,}20\ 0{,}320^3] = 4\,514\,322\,000 + 452\,146\,000 = 4\,966\,468\,000 \text{ L.}$$

dove il 1° dei due addendi rappresenta il costo annuo della rete e il 2° quello dell'energia necessaria al sollevamento. (10)

2^a soluzione

$$C_T = [602\,000\,(0{,}942^{1,15}\ 12\,000 + 0{,}591^{1,15}\ 6400 + 0{,}762^{1,15}\ 5800) + 650\,000\,(0{,}607^{1,37}\ 8600 + 0{,}986^{1,37}\ 7900) + 728\,000\,(0{,}540^{1,22}\ 11\,500 + 0{,}760^{1,22}\ 15\,000)]\ 0{,}15 + \frac{9{,}81}{0{,}70}\ 215\ 8760\ [(708{,}90 - 540{,}00)\ 0{,}320 + \frac{0{,}00085\ 8600}{0{,}607^{5,333}}\ 1{,}20\ 0{,}320^3] - 9{,}81\ 0{,}85\ 0{,}00103\ 15\,000\ 1{,}2\ 0{,}57^3\ 8760\ (\frac{1}{0{,}532^{5,333}} - \frac{1}{0{,}760^{5,333}})\ 215 = 4\,653\,178\,000 + 1\,535\,292\,000 - 1\,328\,254\,000 = 4\,860\,216\,000$$

in cui il 3° addendo rappresenta il costo annuo dell'energia prodotta utilizzando un salto nel punto M. (11) Con la 2° soluzione si ha perciò un minor costo annuo complessivo di 106 252 000 L.; per valutare però l'effettiva convenienza di sfruttare il salto, occorrerebbe innanzi tutto determinare i costi globali annui che si hanno con le due soluzioni adoperando i diametri commerciali e successivamente calcolare il risparmio che si ha con la seconda soluzione, mettendo in conto il costo annuo relativo alla realizzazione dell'impianto di produzione di energia e il maggior costo

(10) L'energia necessaria al sollevamento è stata calcolata con l'ipotesi che la quota piezometrica in D resti invariata e pari a 636,00 m al variare delle portate nella rete; per poter determinare come cambia tale quota con le portate nei vari tratti, occorrerebbe conoscere la posizione e il funzionamento delle valvole di regolazione installate lungo la rete.

(11) L'energia necessaria al sollevamento della portata Q_4 e quella prodotta con il salto M sono state calcolate nell'ipotesi che la quota piezometrica in D e il salto in M restino immutati al variare delle portate nella rete; al riguardo si veda quanto scritto nella precedente nota.

annuo conseguente al notevole aumento di potenzialità dell'impianto di sollevamento posto in E. Le potenze degli impianti risultano:

$P = \frac{9{,}81\ 0{,}630}{0{,}70}(580,66 - 540) = 359$ Kw (potenza dell'impianto di sollevamento in E con la soluzione che non sfrutta il salto in M).

$P = \frac{9{,}81\ 0{,}630}{0{,}70}(708,90 - 540) = 1491$ Kw (potenza dell'impianto di sollevamento in E con la soluzione che sfrutta il salto in M).

$P = 0,85\ 9,81\ 0,910\ 314,86 = 2389$ Kw (potenza dell'impianto di produzione di energia in M).

5.23 Problemi di economia globale del complesso costituito da reti di adduzione ramificate e dai serbatoi di compenso

Volendo affrontare globalmente il problema del dimennsionamento economico delle reti di adduzione ramificate e dei serbatoi di compenso dei centri abitati serviti, risultano incognite, oltre ai diametri dei vari tratti e alle quote piezometriche dei nodi, anche le portate dei tratti terminali della rete, meno una, che è determinabile con l'equazione di continuità; [12] per tratto terminale si intende, secondo la definizione data nel paragrafo 5.4, un tratto che ha un estremo libero.

Dai valori $\varphi\bar{Q}$ delle portate dipendono, infatti, i volumi di compenso e quindi i costi dei vari serbatoi. Il problema risulta, nella generalità dei casi, molto complesso e il procedimento di soluzione proposto da alcuni autori, è estremamente laborioso ed è relativo, peraltro, solo al caso di rete funzionante esclusivamente a gravità, mentre il problema, in presenza di impianti di sollevamento o di produzione di energia, non è ancora stato affrontato.

Poiché, come dettagliatamente si vedrà nei capitoli 6 e 7, le soluzioni determinate in base ai criteri di massima economia hanno quasi sempre un valore più che altro orientativo, in quanto esistono nella pratica vari vincoli di natura tecnica che costringono ad adattare le soluzioni stesse alle diverse situazioni, risulta conveniente stabilire preventivamente le portate $Q = \varphi\bar{Q}$ da addurre a ciascun serbatoio e determinare quindi i diametri economici dei vari tratti della rete mediante i metodi visti nei precedenti paragrafi.

Tali portate $\varphi\bar{Q}$ possono per esempio essere fissate in base a considerazioni di ordine pratico o mediante calcoli economici schematici relativi ai sistemi condotta adduttrice-serbatoio, considerando per ciascun sistema una lunghezza dell'adduttrice pari alla lunghezza media dei vari percorsi idraulici che conducono dalle opere di presa al serbatoio e una pendenza piezometrica media relativa a tali percorsi. Per esempio, per la rete rappresentata nella figura 5.14, i percorsi idraulici che conducono al serbatoio G sono il percorso A–B–D–F–G e il percorso E–D–F–G; si potrà perciò assumere, relativamente al calcolo di economia adduttrice-serbatoio G, una lunghezza L di condotta e una pendenza piezometrica J pari rispettiva-

---

[12] Per esempio, nel caso della rete della figura 5.23, sono incognite le portate Q_4, Q_5, Q_7, Q_8 e una delle portate Q_1 o Q_2. Per gli altri tratti risulta infatti: $Q_6 = Q_7 + Q_8$; $Q_3 = Q_4 + Q_5 + Q_6$; assumendo come incognita la Q_1 si ha inoltre: $Q_2 = Q_3 - Q_1$.

mente alla media delle lunghezze e alla media delle pendenze piezometriche dei due percorsi suddetti.

In presenza di sistemi idrici di notevole importanza può risultare opportuno fissare più serie di valori $\varphi\bar{Q}$ di portate da addurre ai diversi serbatoi – sempre abbastanza prossimi a quelli che si trovano come visto sopra – e determinare per ciascuna serie i diametri economici dei vari tratti e quindi il costo globale del sistema (cioè dell'intera rete e dei serbatoi); si ha così la possibilità di controllare come varia tale costo al variare della serie dei valori di portate $\varphi\bar{Q}$ addotte ai serbatoi e scegliere di conseguenza la soluzione da adottare.

In maniera del tutto analoga si può procedere nel caso in cui siano presenti nella rete di adduzione alcuni tratti funzionanti a sollevamento meccanico.

5.24 Adattamenti delle soluzioni economiche determinate alle realizzazioni pratiche

Le soluzioni delle reti di adduzione con i criteri di massima economia visti nei precedenti paragrafi spesso non risultano direttamente applicabili nella pratica senza introdurre delle opportune modifiche, per cui esse devono essere assunte come un valido riferimento per le definitive scelte progettuali; infatti sono molti i vincoli di varia natura che occorre rispettare, come più dettagliatamente si vedrà nel capitolo 7.

Fra tali vincoli si richiamano innanzi tutto quelli relativi alla velocità nei vari tratti della rete; come si è già detto, è opportuno evitare che si abbiano velocità inferiori a 0,3–0,4 m/s per ridurre al minimo il rischio della formazione di incrostazioni e della sedimentazione di eventuali solidi sospesi e velocità maggiori di 2 m/s nelle condotte a sollevamento meccanico e di 3 m/s in quelle a gravità, per limitare le sovrappressioni di colpo d'ariete e le sollecitazioni nei giunti e nei punti singolari (cambiamenti di direzione, riduzioni, diramazioni ecc.).

Altre limitazioni, che a volte costringono a modificare le soluzioni teoriche, riguardano l'andamento della linea piezometrica nelle situazioni di funzionamento estremo (portate massime a tubi nuovi e portate minime a tubi usati); di ciò si è già detto nel paragrafo 5.18 e vi si ritornerà nei capitoli 6 e 7.

È opportuno che le condotte a sollevamento meccanico abbiano la minima lunghezza possibile, per limitare le oscillazioni di carico da colpo d'ariete; perciò, quando è possibile, le tubazioni a valle delle stazioni di pompaggio vanno sconnesse dal resto della rete di adduzione da un'opera munita di una superficie libera (una vasca di carico, una torre piezometrica ecc.). Infatti questa soluzione, come si vedrà nel capitolo 10, consente di ridurre l'entità delle massime sovrappressioni nel tronco a sollevamento e di evitare che tali sovrappressioni si propaghino negli altri tratti della rete.

La sconnessione dei tratti a sollevamento può essere fatta in punti del tracciato della rete con massima quota relativa, in modo che i tratti a valle possano funzionare a gravità; ciò comporta che la quota piezometrica in tali punti, rappresentata dal pelo libero delle vasche di sconnessione, deve essere più elevata rispetto al terreno solo di qualche metro (per evitare la realizzazione di costose vasche pensili o di torri piezometriche).

Vengono così introdotti dei vincoli sulle quote piezometriche, i quali quasi

sempre comportano l'introduzione di modifiche ai risultati relativi alle soluzioni di economia dell'intero sistema.

Analogamente, come si vedrà nel paragrafo 6.16, è preferibile, da un punto di vista tecnico, realizzare i partitori a pelo libero, anziché in pressione; anche ciò equivale in pratica a fissare la quota piezometrica in alcuni punti del tracciato e, per rispettare i vincoli introdotti, è necessario variare le soluzioni di economia cui si è pervenuti. In questi casi è preferibile però scindere l'intera rete di adduzione in reti parziali, considerando come estremi liberi i punti in cui è stata stabilita la quota piezometrica; a tali reti parziali si possono applicare i criteri di economia illustrati in questo capitolo.

Oltre a quelli esposti, possono esserci nella pratica altri vincoli da rispettare, che costringono a non poter accettare integralmente le soluzioni di massima economia.

Bibliografia

Arredi F., *Costruzioni Idrauliche*, vol.II, UTET, Torino 1972.

Canali L., "Determinazione dei diametri delle addutrici degli acquedotti", in *L'Acqua*, n. 4–6, 1948.

Cao C., "Metodi per l'applicazione pratica della formula di Colebrook", in *L'Energia Elettrica*, n. 7, 1961.

Celestre P., "Problemi di massima economia nell'Idraulica. Sommario storico", *L'Acqua*, n. 4–5, 1957.

Celestre P., "Sintesi dei metodi risolutivi per il progetto economico di canalizzazioni. Economicità idraulica", *Giornale del Genio Civile*, n. 7–8, 1957.

Celestre P., "Economicità per il complesso condotte addutrici–serbatoi", in *L'Acqua*, n.1, 1958.

Citrini D., "Una formula semplice per il moto uniforme delle correnti fluide nelle zone di Colebrook", in *L'Energia Elettrica*, n. 1, 1965.

Colosimo R.,"Sulla determinazione della portata economica nello studio degli acquedotti", in *L'Acqua*, n.10, 1939.

Contessini F., "Riduzione a forma monomia delle formule più frequentemente usate per il calcolo dei canali e delle condotte", in *Annali dei Lavori Pubblici*, n. 1, 1926.

Conti L., (a cura di G. Di Ricco),*Corso di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, R. Scuola d'Applicazione per l'Ingegneria, Roma 1924.

Conti L., "Pratica delle condotte forzate. Assegnazione dei diametri", *Annali dei Lavori Pubblici*, marzo 1926.

Cozzo C., "Alcune considerazioni sulle formule di resistenza in regime turbolento", in *L'Energia Elettrica*, n. 2, 1977.

Datei C., "Ricerca sperimentale sul comportamento idraulico delle condotte in

cloruro di polivinile della società La Resina", in *L'Acqua*, n. 2, 1958.

Marchetti M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, Tamburini, Milano 1947.

Marzolo F., "Sul dimensionamento economico dei canali e condotte negli impianti idroelettrici", in *L'Energia Elettrica*, febbraio 1940.

Milano V., "Sulla pendenza piezometrica di massima economia di lunghe condotte", *L'Ingegnere*, n. 9, 1974.

Milano V., "Dimensionamento economico del sistema condotta adduttrice a sollevamento meccanico–serbatoio di compenso", *L'Ingegnere*, n. 11, 1975.

Milano V., "Sul calcolo delle perdite di carico in tubi grezzi d'acciaio di piccolo diametro, mediante una semplice formula sperimentale", in *Ingegneria Sanitaria*, n. 1, 1980.

Peruginelli A., "Considerazioni di carattere economico sul dimensionamento della condotta premente di un impianto di sollevamento", in *Ingegneria*, n. 5–6, 1984.

Peruginelli A., *Pompe centrifughe e impianti di sollevamento*, Edagricole, Bologna 1987.

Peruginelli A., Galli 0., "Proporzionamento di un acquedotto consorziale a gravità con serbatoi di compenso", in *Genio Rurale*, n. 12, 1988.

Pezzoli G., "Conclusioni sulla formula di Colebrook", in *L'Energia Elettrica*, n. 3, 1977.

Sassoli F., Timpadinis D., "Ottimizzazione globale nella progettazione di condotte addutrici di acquedotti consorziali", in *XV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Roma 1966.

Timpanidis D., "Metodo generale per la progettazione di massima economia degli acquedotti consorziali a maglia aperta", in *Il Giornale del Genio Civile*, n. 7–8–9, 1986.

Zanovello A., "Ottimizzazione di sistemi complessi di un acquedotto", in *Idrotecnica*, n. 5, 1990.

6

APPARECCHIATURE INSTALLATE LUNGO LE TUBAZIONI

6.1 Premesse

Per il buon funzionamento delle condotte adduttrici degli acquedotti risulta necessario prevedere l'installazione di una serie di apparecchiature speciali all'interno di appositi manufatti, facilmente accessibili dall'esterno, che, salvo i casi di apparecchiature di notevole ingombro, sono in genere costituiti da semplici pozzetti in muratura interrati, muniti di chiusino di accesso.

Le funzioni più comuni di tali apparecchiature sono quelle di permettere l'evacuazione e il rientro dell'aria nelle tubazioni; di intercettazione, per poter isolare tronchi di condotte o altre apparecchiature per la manutenzione o la riparazione; di regolazione della portata o della pressione.

Esistono poi varie altre apparecchiature, aventi specifiche funzioni, come per esempio quelle di impedire l'inversione del flusso, di limitare le sovrappressioni durante il moto vario, di interrompere automaticamente il flusso, di misurare la portata, la pressione ecc.

6.2 La presenza dell'aria nelle condotte in pressione

La presenza di aria nelle condotte che convogliano liquidi in pressione può dar luogo a una serie di inconvenienti che, in alcuni casi, possono ostacolare gravemente o addirittura interrompere il deflusso; si ha quindi l'esigenza di mettere in atto tutti gli accorgimenti tecnici per eliminare o ridurre le cause dell'ingresso d'aria nelle tubazioni e per far fuoriuscire il più rapidamente possibile l'aria che comunque è presente. Le più comuni cause dell'ingresso d'aria nelle condotte in pressione, sono [De Martino e altri, 1985]:

– insufficiente carico all'imbocco delle opere di presa e di tutte le vasche a pelo libero (serbatoi, vasche di carico, torri piezometriche ecc.);

– imbocchi della tubazione non ben raccordati;

– mancanza di tenuta di tronchi funzionanti in depressione, quali per esempio i tubi di aspirazione delle pompe;

– turbolenza che sorge durante le fasi di riempimento della tubazione, generando un miscuglio di acqua e aria e quindi intrappolando notevoli quantità d'aria;

– arrivo in serbatoi o vasche di correnti idriche che generano un'agitazione con conseguente fenomeno di aerazione dell'acqua anche a notevoli distanze dall'imbocco

della condotta di partenza.

Ma anche riducendo o eliminando le suddette cause, le correnti idriche in pressione, essendo sempre state in precedenza a contatto con l'atmosfera, contengono una certa quantità di aria disciolta, che inevitabilmente si libera in alcuni punti della tubazione. Infatti, per la nota legge di Henry, la quantità d'aria disciolta nell'acqua è tanto maggiore quanto maggiore è la pressione e quanto minore è la temperatura (alla pressione atmosferica, il volume d'aria disciolto nell'acqua varia dal 2,23% all'1,85% del volume dell'acqua stessa, all'aumentare della temperatura da 10° a 20° C).

Quindi nelle lunghe condotte l'acqua rilascia una certa quantità dell'aria disciolta nelle zone in cui si ha un aumento della temperatura o una diminuzione di pressione. Per le tubazioni interrate con sufficiente ricoprimento, le variazioni di temperatura dell'acqua lungo il percorso sono di piccola entità e hanno, perciò, sul fenomeno, un effetto quasi del tutto trascurabile rispetto alle variazioni di pressione.

La liberazione dell'aria nei tronchi a minor pressione si manifesta, inizialmente, sotto forma di bolle molto piccole che vanno fra loro raggruppandosi raggiungendo dimensioni via via maggiori, fino alla formazione di grosse bolle che hanno la tendenza a spostarsi verso l'alto, aderendo alla parete del tubo nei pressi della generatrice superiore, dove vanno accumulandosi. A volte queste grosse bolle si muovono con una certa velocità relativa rispetto al liquido, mentre in altri casi ristagnano in alcune zone, dove trovano una condizione di equilibrio.

Esse ostacolano fortemente il deflusso, determinando una diminuzione della portata liquida, in alcuni casi anche assai consistente, per la riduzione della sezione trasversale del tubo; in proposito, Mongiardini ha dedotto sperimentalmente che le perdite di carico in una corrente idrica con trasporto d'aria sotto forma di bollicine risultano proporzionali al quadrato della velocità media, valutata come rapporto tra la somma della portata liquida e della portata d'aria e l'area della sezione trasversale. Inoltre, in alcuni casi risultano notevoli le perdite di carico localizzate dovute alla presenza di grosse sacche d'aria.

Per effetto del movimento dell'aria si verificano, inoltre, continue variazioni di pressione, che originano vibrazioni e a volte anche veri e propri fenomeni di colpo d'ariete assai nocivi per l'esercizio (sugli inconvenienti che si manifestano durante il moto vario si riferirà nel seguito). Infine, quest'aria che si libera facilita l'aggressione chimica delle pareti interne delle tubazioni di acciaio.

Per tutti questi motivi è necessario espellere quanto più rapidamente possibile l'aria, dopo che si è liberata dall'acqua in piccole quantità, evitando la formazione di grosse bolle; ciò si ottiene mediante appositi dispositivi, detti sfiati, che vengono collocati nei punti più alti del profilo longitudinale della tubazione.

Quando si effettua il vuotamento della tubazione per un qualsiasi motivo, occorre la presenza di analoghi dispositivi, per permettere il rapido rientro d'aria dall'esterno, al fine di evitare che si manifestino forti depressioni, pericolose sotto l'aspetto sia statico che igienico; analogamente, nel caso di riempimento della tubazione, servono dispositivi idonei all'espulsione dell'aria dalla tubazione stessa in tempi brevi. In questi casi i volumi d'aria in gioco sono molto grandi e gli apparecchi da installare hanno un funzionamento diverso rispetto a quello degli sfiati che espellono l'aria durante l'esercizio, come si vedrà nel seguito.

Ritornando all'espulsione dell'aria che si libera all'interno del tubo durante l'esercizio, occorre aver presente che in una tubazione dove l'acqua è ferma una bolla d'aria è soggetta alle seguenti forze:
– componente della spinta di galleggiamento, secondo l'asse del tubo, diretta verso l'alto, che tende a far salire la bolla;
– azione di adesione tra bolla e parete del tubo, che si manifesta, ovviamente, solo quando la bolla viene a contatto con la parete, e che si oppone al movimento.

Tranne che per tubazioni orizzontali o con pendenza molto piccola, la prima forza prevale sulla seconda e le bolle d'aria si muovono verso l'estremo superiore della tubazione.

Da esperienze effettuate da Veronese [1937] risulta che per tubazioni verticali le piccole bolle d'aria (che sono di forma pressoché sferica con diametro $d \leq 5$ mm) si spostano in acqua ferma verso l'alto con velocità di $0{,}10 \div 0{,}20$ m/s, mentre le grosse bolle, che sono di forma allungata, si muovono con velocità di $0{,}5 \div 0{,}7$ m/s; da esperienze di Gibson si dedurebbero però velocità minori (per $d > 5{,}3$ mm la velocità sarebbe costante e pari a 0,35 m/s).

In una tubazione percorsa da una corrente liquida animata da una certa velocità, una bolla d'aria è soggetta, oltre alle due forze viste in precedenza, all'azione dinamica della corrente, diretta nel senso del moto. In questo caso, nei tratti di tubazione acclivi nel senso del moto le bolle d'aria vengono trascinate dalla corrente idrica e si muovono perciò verso l'alto con velocità maggiori di quelle che si hanno in acqua ferma, a parità di inclinazione della tubazione; in questo caso non sorge perciò alcun problema, essendo le bolle convogliate verso i punti di sfiato. La situazione può invece risultare critica nei tratti di tubazione declivi, in quanto l'azione dinamica della corrente è contrastata dalla componente della spinta idrostatica agente sulla bolla, diretta in senso opposto.

Kalinske e Robertson [1943] hanno dato un'interessante interpretazione fisica del fenomeno, che è servita a inquadrare meglio anche le precedenti esperienze di Veronese. Secondo i suddetti autori, una sacca d'aria ferma e a contatto con le pareti del tubo viene progressivamente erosa dai vortici della corrente idrica che la concludono verso valle, con un continuo trascinamento di bollicine.

Il fenomeno descritto, in una tubazione di assegnato diametro, si manifesta però solo se la portata liquida (e quindi la velocità) supera un certo valore; inoltre, nelle tubazioni declivi, le bollicine staccatesi dalla sacca d'aria vengono trasportate verso valle solo se la velocità della corrente è maggiore di un dato valore, altrimenti esse si muovono contro corrente, riaggregandosi alla sacca di monte. Quando la corrente è in grado di erodere la sacca e di trasportare verso valle le bolle d'aria staccate, la sacca va diminuendo di lunghezza, fino a raggiungere determinate dimensioni, al di sotto delle quali cessa la sua progressiva erosione da parte della corrente.

Ciò era stato in precedenza già trovato sperimentalmente da Veronese, che per tubazioni declivi aveva anche determinato la minima velocità che deve avere la corrente per trascinare in avanti piccole e grosse bolle d'aria. Per entrambi i tipi di bolle tale velocità minima aumenta al crescere dell'inclinazione della tubazione, a causa dell'aumento della componente della spinta di galleggiamento diretta in senso opposto; è tuttavia interessante notare che dalle esperienze di Veronese si è osservato che tale aumento di velocità si ha fin quando l'inclinazione della tubazione

raggiunge il valore $\alpha \simeq 45°$, dopo di che, se l'inclinazione cresce ancora, la velocità minima della corrente necessaria per trascinare a valle le bolle d'aria tende a diminuire. Ciò è dovuto al fatto che per $\alpha \leq 45°$ le bolle restano sempre aderenti alla zona superiore della parete del tubo, per cui, per avere movimento, occorre vincere anche le forze di adesione, mentre per $\alpha > 45°$ le bolle tendono a distaccarsi dalla parete e vengono inoltre investite da filetti fluidi che, a parità di velocità media della corrente, sono animati di maggior velocità.

Veronese dedusse che per la situazione più critica ($\alpha \simeq 45°$), all'aumentare del diametro della tubazione da 29 a 114 mm, occorrono velocità minime della corrente crescenti da 0,23 a 0,28 m/s per trascinare verso valle piccole bolle d'aria e da 0,35 a 0,60 m/s per trascinare le grosse bolle. Quindi, per una tubazione declive di assegnata pendenza, quando la velocità supera un dato valore le bolle d'aria vengono trascinate verso valle, mentre per velocità inferiori a un altro valore le bolle risalgono verso monte; per velocità intermedie si hanno situazioni di equilibrio, con le quali le bolle, e soprattutto le sacche d'aria a contatto con la parete, restano praticamente ferme, ostacolando fortemente il deflusso.

Riguardo alle velocità minime in grado di trascinare l'aria verso valle, trovate da Veronese, occorre considerare che nelle tubazioni declivi, in presenza di punti singolari, quali gomiti, variazioni di diametro, punti a valle di valvole e saracinesche parzialmente aperte, lo stesso Veronese valuta che la velocità limite possa raggiungere valori doppi di quelli sopra riportati e Babb e Johnson [1968] hanno addirittura riscontrato che per la completa eliminazione dell'aria che ristagnava in un gomito di una tubazione leggermente declive era necessaria una velocità di almeno 3 m/s. È inoltre da non trascurare il fatto che per tubazioni di grande diametro è ancora carente il supporto sperimentale.

Pur con le riserve fatte sopra, nella generalità dei casi con le velocità che normalmente si hanno nelle tubazioni d'acquedotto, le bolle d'aria vengono sicuramente trascinate verso valle anche nei tratti declivi delle tubazioni e per espellerle è necessario prevedere opportuni dispositivi di sfiato nei punti più alti del profilo longitudinale.

6.3 Gli sfiati e gli scarichi

Affinché l'espulsione dell'aria avvenga rapidamente, è opportuno evitare tratti di tubazione orizzontali; perciò, in presenza di terreni pianeggianti, si assegna al profilo longitudinale della tubazione un andamento a denti di sega, con tratti ascendenti nel senso del moto aventi una pendenza minima dello 0,2–0,3% e tratti discendenti con pendenza del 2–3% (figura 6.1); nei vertici più elevati del profilo si dispongono gli sfiati e in quelli più bassi gli scarichi, dispositivi che permettono il vuotamento dei due tratti adiacenti di tubazione.

La pendenza dello 0,2% dei tratti ascendenti è quella minima sufficiente, secondo Conti, a impedire che si abbia, in alcuni punti, pendenza nulla, per effetto di una leggera curvatura dell'asse di un tronco di tubo, per cui sarebbe opportuno, per maggior sicurezza, mantenere nei tratti ascendenti una pendenza minima un po' maggiore dello 0,2%; tuttavia, nelle zone perfettamente pianeggianti, ciò comporterebbe o profondità di posa eccessive nei pressi dei punti di scarico o sfiati troppo ravvicinati, per cui la soluzione sarebbe troppo onerosa.

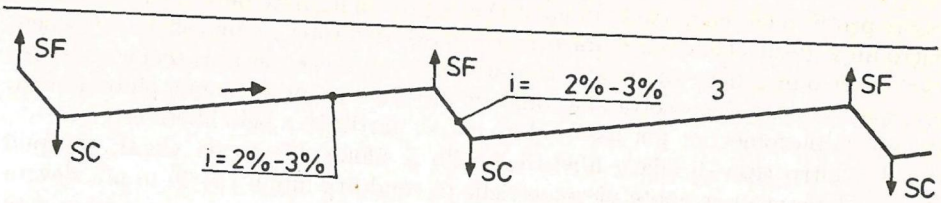


Fig. 6.1 Profilo longitudinale delle tubazioni in terreni pianeggianti.

Una soluzione consigliabile è, in linea di massima, quella rappresentata nella figura 6.2: il ricoprimento di terreno sull'estradosso del tubo varia da un minimo di 1,0 m in corrispondenza dello sfiato a un massimo di 1,80 m in corrispondenza dello scarico; la pendenza del tratto ascendente è $i = 0{,}002$, quella del tratto discendente $i = 0{,}025$. In questo modo la distanza fra gli sfiati (e quella tra gli scarichi) risulta di 432 m.

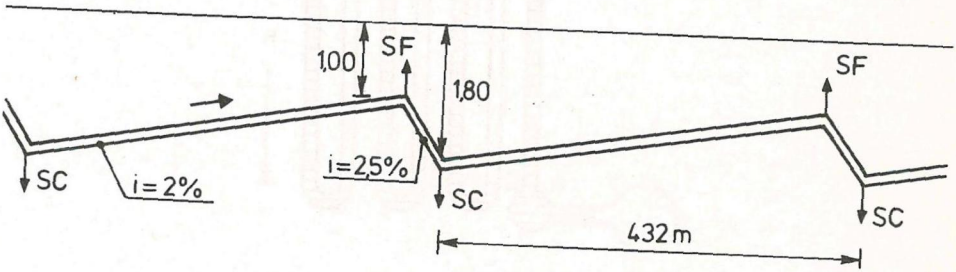


Fig. 6.2 Profondità di posa delle tubazioni in terreni pianeggianti.

È importante anche aver presente, come ha fatto rilevare Lescovich [1972], che l'efficacia di uno sfiato, intesa come capacità di espellere grossi quantitativi d'aria, è tanto maggiore quanto più elevata è la pressione nei punti di installazione, per cui, in lunghi tratti ascendenti o discendenti è consigliabile, in alcuni casi, ubicare qualche sfiato anche in prossimità del vertice inferiore, dove maggiore è la pressione durante l'esercizio.

Gli sfiati, che hanno la funzione di evacuare l'aria che si libera dall'acqua e che tende ad accumularsi nei punti più alti del profilo della tubazione, sono di due tipi: liberi o in pressione. Gli sfiati liberi più semplici sono costituiti da un tubo verticale di piccolo diametro (tubo piezometrico), collegato al suo estremo inferiore alla condotta in pressione e con l'estremo superiore libero, in modo da consentire la fuoriuscita dell'aria.

Poiché il livello dell'acqua nel piezometro sale fino a raggiungere la quota piezometrica in condotta, il suddetto tipo di sfiato può essere impiegato solo nel caso (molto raro) che la linea piezometrica sia elevata solo di pochi metri sul piano di campagna, in quanto la superficie libera dell'acqua dentro il piezometro deve

essere protetta da fenomeni di inquinamento, per cui lo sfiato deve essere contenuto entro un apposito locale in muratura accessibile dall'esterno; uno sfiato del genere viene perciò in genere adoperato solo se esso serve anche per altri scopi, come per esempio nel caso che assolva alla funzione di vera e propria colonna piezometrica, di torrino piezometrico per fissare il carico, di partitore a pelo libero ecc.

Un altro tipo di sfiato libero è quello a sifone, ideato da Conti, che può essere adoperato per quote piezometriche in condotta fino a 15–20 m più elevate rispetto al piano di campagna e presenta il vantaggio di poter essere interamente contenuto in un pozzetto interrato. È costituito da alcuni tronchi verticali di tubo di piccolo diametro, della lunghezza di 1,00–1,50 m, collegati fra loro alle estremità superiori e inferiori mediante curve a 180°, così da costituire una serie di sifoni; il primo tronco è collegato alla condotta in pressione, mentre l'estremità superiore dell'ultimo tronco è a contatto con l'atmosfera (figura 6.3).

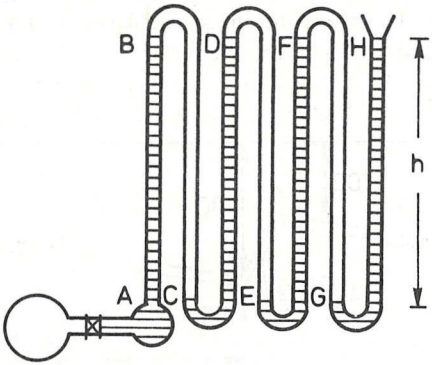


Fig. 6.3 Sfiato libero a sifone ideato da Conti.

Preliminarmente questi tubi vengono riempiti parzialmente con acqua e successivamente nei tronchi discendenti rispetto al senso di percorrenza verso l'estremo libero viene iniettata dell'aria, fino a che il liquido nei tubi non si disponga secondo la configurazione desiderata (per esempio secondo quanto rappresentato nella figura 6.3), che è quella di equilibrio con la pressione esistente nella tubazione durante il funzionamento. In tale situazione, poiché la pressione è la stessa nei punti B e C, nei punti D ed E, nei punti F e G ecc., la pressione p_A in A, che è pari a quella in condotta, risulta:

$$p_A = \gamma_a \, n \, h \tag{6.1}$$

dove n è il numero dei tronchi verticali dello sfiato pieni d'acqua, γ_a il peso specifico dell'acqua e h il dislivello tra i peli liberi in ciascun tronco a U (naturalmente i dislivelli nei vari tratti a U potrebbero essere diversi fra loro e in tal caso si avrebbe $p_A = \gamma_A \sum h_i$).

Aumentando il numero dei tronchi verticali, si riesce ad adoperare questo tipo di sfiato libero per quote piezometriche in condotta fino a 15–20 m, senza notevoli

ingombri trasversali del dispositivo, che riesce a evacuare l'aria dalla tubazione col seguente funzionamento: una bolla d'aria in condotta sale da A fino a B, dando luogo a un aumento del volume d'aria contenuto nel tronco $B\,C$, per cui un ugual volume d'aria è costretto a risalire la colonna d'acqua $C\,D$ e così via, finché la bolla non giunge all'estremo libero H, da dove viene evacuata.

Gli sfiati automatici o in pressione sono costituiti da un galleggiante a forma sferica contenuto in una cassa metallica che, a seconda della posizione di equilibrio, apre o chiude una piccola luce di comunicazione con l'esterno, o direttamente o comandando una valvola a spillo. La cassa contenitrice è collegata alla condotta in pressione mediante una saracinesca di intercettazione per consentire lo smontaggio dell'apparecchio in caso di necessità.

Il funzionamento dell'apparecchio lo si desume dalla rappresentazione schematica della figura 6.4: se p è la pressione dell'aria nella parte superiore della cassa al di sopra del piano $L-L$ fin cui si trova il liquido, nella condizione limite di chiusura della luce $A-F$ di sfiato, di area a, la spinta di galleggiamento sulle due superfici di traccia $A\,B\,C$ e $F\,E\,D$ nel piano di figura 6.4, risulta pari a $\gamma_a\,V_1$ (con V_1 pari alla somma dei volumi individuati dalle aree $B\,B'\,C$ e $E\,D'\,D$); sull'area a della luce (di traccia AF nella figura), a contatto con l'atmosfera, la spinta è ovviamente nulla, mentre sull'area a diametralmente opposta (di traccia CD) la spinta, diretta verso l'alto, è $S = \gamma_a\,V_2 + a\,p$ (con V_2 volume individuato in figura 6.4 dall'area $C\,D\,D'\,B'$). Detto perciò G il peso del galleggiante, nella situazione limite di chiusura della luce risulta:

$$\gamma_a\,V + a\,p = G \tag{6.2}$$

essendo $V = V_1 + V_2$ il volume di galleggiante immerso.

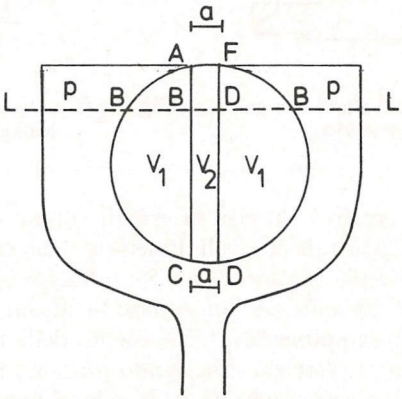


Fig. 6.4 Schema del funzionamento di uno sfiato in pressione.

Quando si libera dell'aria dalla condotta giungendo fino alla zona superiore della cassa, il livello liquido $L-L$ cala, per cui diminuisce la spinta di galleggiamento e il galleggiante si abbassa, aprendo la luce di evacuazione dell'aria; la

conseguente risalita del livello liquido, in seguito all'espulsione dell'aria, fa chiudere nuovamente la luce. Dalla (6.2) si osserva che il passaggio dalla posizione di apertura a quella di chiusura e viceversa è determinato dalla variazione del termine $\gamma_a V$, essendo i termini G e ap costanti.

Nelle figure 6.5 e 6.6 sono rappresentati due sfiati del tipo descritto: il primo con galleggiante sferico e il secondo con galleggiante cilindrico. Affinché questo tipo di sfiato abbia una notevole sensibilità, necessaria per determinare l'immediata evacuazione anche di piccole quantità d'aria, la luce di scarico deve essere molto piccola, per cui deve essere assai piccolo anche il volume del galleggiante; perciò tale sfiato non può assolvere anche la funzione di evacuare grandi volumi d'aria durante la fase di rapido riempimento della tubazione e di far entrare dall'esterno volumi d'aria sempre notevoli nella fase di vuotamento della tubazione.

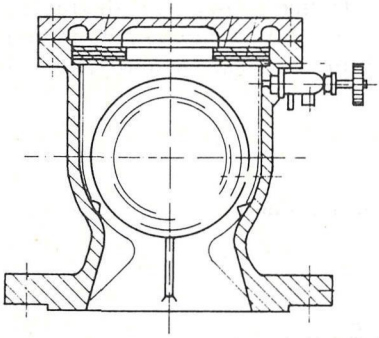


Fig. 6.5 Valvola di sfiato con galleggiante sferico.

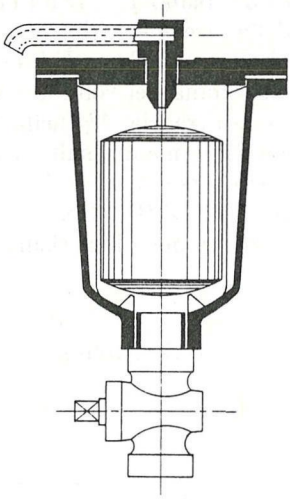


Fig. 6.6 Valvola di sfiato con galleggiante cilindrico.

Per permettere l'ingresso e l'uscita di grandi volumi d'aria necessitano degli sfiati costituiti da galleggianti di notevoli dimensioni che chiudono e aprono direttamente una luce assai ampia (figure 6.7 e 6.8); tali apparecchi, denominati anche valvole d'aria, sono dimensionati per funzionare bene con basse pressioni (quindi durante le fasi di rapido riempimento e vuotamento della tubazione), mentre, per le pressioni che si hanno in esercizio, risultando $pa > G$, restano sempre chiusi e non possono far uscire le piccole quantità d'aria che si liberano durante l'esercizio stesso.

Sono stati ideati da Conti degli apparecchi di sfiato che assolvono entrambe le funzioni suddette; essi sono costituiti da uno sfiato con grande luce, del tipo descritto in precedenza, che permette l'ingresso e l'uscita di grandi masse d'aria, mentre la luce piccola, costituita da un capillare, viene regolata manualmente mediante un'opportuna spina comandata da un volantino e resta sempre aperta,

per cui, quando non spurga l'aria, lascia passare dei volumi d'acqua di entità del tutto trascurabile (figura 6.9).

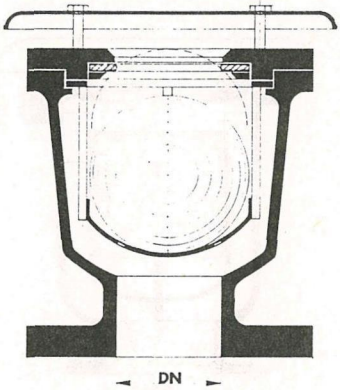


Fig. 6.7 Valvola d'aria con galleggiante sferico.

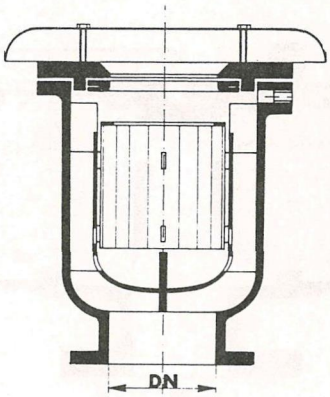


Fig. 6.8 Valvola d'aria con galleggiante cilindrico.

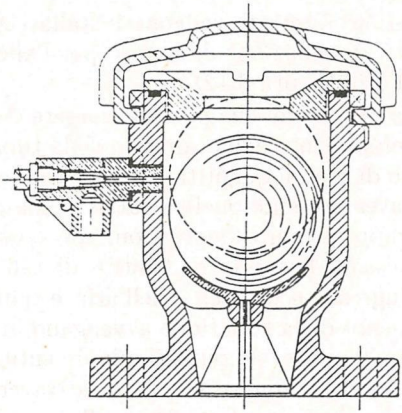


Fig. 6.9 Apparecchio per l'evacuazione di grandi e di piccole quantità d'aria, dotato di un solo galleggiante.

Apparecchi del genere possono essere costituiti anche da sfiati a doppio galleggiante, l'uno collegato a una luce di grandi dimensioni e l'altro a una di piccole dimensioni (figura 6.10). Alcuni apparecchi sono formati da un galleggiante collegato a una luce di grosse dimensioni, che serve per l'evacuazione e l'ingresso di grandi quantità d'aria e che, qualsiasi posizione assuma, lascia sempre aperta una luce che è collegata a un secondo sfiato, che serve invece per eliminare piccole quantità d'aria (figura 6.11).

I galleggianti degli sfiati sono di legno rivestito con gomma o ebanite, di vetro, di ebanite, di acciaio inossidabile ecc.; le casse contenitrici sono per lo più di ghisa,

mentre la valvola di sfiato e i dispositivi di regolazione sono in genere di bronzo o di ottone, metalli che non si alterano nel tempo in presenza di aria e vapor d'acqua.

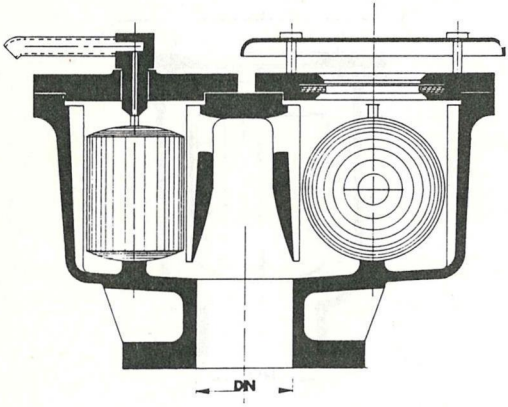


Fig. 6.10 Valvola d'aria combinata con doppio galleggiante.

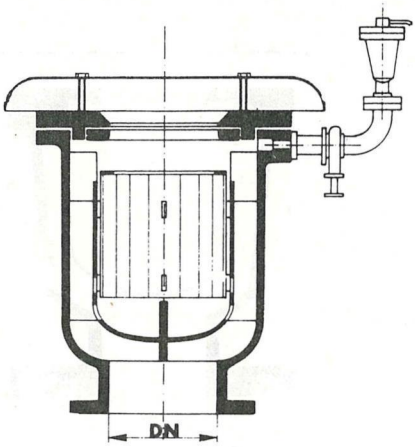


Fig. 6.11 Valvola d'aria combinata con un solo galleggiante.

Gli sfiati delle tubazioni interrate vengono installati in pozzetti in muratura, che sono in genere muniti di tubazione di scarico per l'allontanamento dell'acqua che fuoriesce assieme all'aria (figura 6.12).

Per quanto riguarda i problemi che possono sorgere durante il moto vario che si verifica nelle fasi di riempimento e vuotamento della tubazione, per effetto della fuoriuscita e dell'ingresso di grandi quantità d'aria in condotta attraverso gli sfiati, occorre in primo luogo aver presente quelli relativi al manifestarsi di fenomeni di colpo d'ariete, con sovrappressioni e depressioni che possono raggiungere valori anche estremamente elevati. Per ridurre l'entità di tali fenomeni è necessario limitare la velocità di ingresso e di uscita dell'aria e quindi è opportuno che il riempimento e il vuotamento della tubazione avvengano in tempi sufficientemente lunghi. Fenomeni di colpo d'ariete, sia pure di minore entità, possono manifestarsi anche durante l'esercizio, per l'eliminazione d'aria attraverso gli sfiati.

Gli scarichi sono costituiti da una tubazione collegata alla condotta dell'acquedotto mediante una derivazione a T e munita di una saracinesca di intercettazione che resta normalmente chiusa e viene aperta quando occorre procedere al vuotamento dei due tronchi contigui della condotta adduttrice con vertice inferiore nel punto di scarico. Gli scarichi vengono collocati all'interno di appositi pozzetti (figura 6.13).

Risulta sempre opportuno individuare i punti dove è possibile versare i volumi d'acqua provenienti dal vuotamento dell'adduttrice, che spesso risultano molto grandi; quando è possibile il versamento a gravità in un fosso vicino o in un altro recipiente, si prevede un piccolo cunicolo di raccolta nella parte inferiore del pozzetto, dal quale ha origine una tubazione di scarico di cemento o di materiale plastico che convoglia l'acqua nel recipiente (figura 6.13); tale tubazione deve essere munita di chiusura idraulica a sifone, per impedire che possano entrare degli

animali all'interno del pozzetto. Quando lo scarico a gravità non è possibile a causa della profondità del pozzetto, occorre prevedere la possibilità di un rapido collegamento, all'interno del pozzetto, di una pompa con la tubazione di scarico.

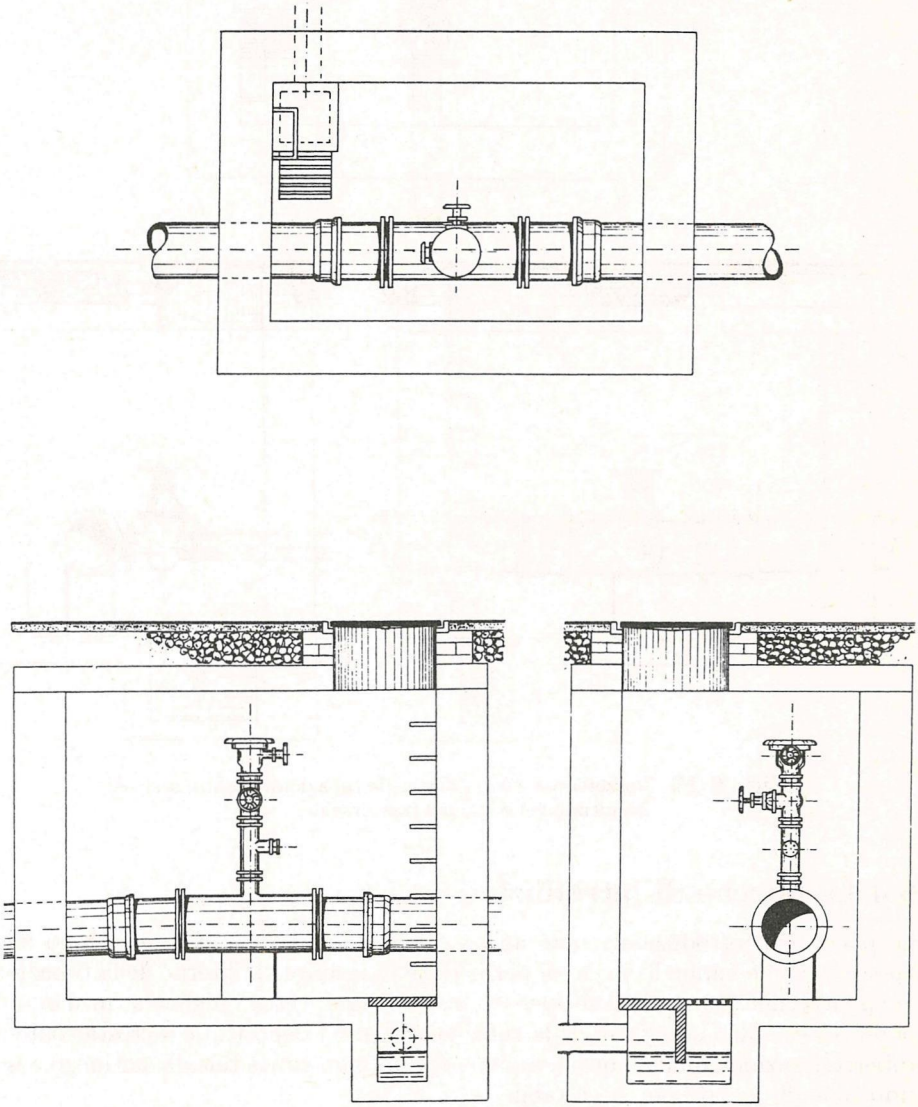


Fig. 6.12 Pozzetti per gli sfiati delle tubazioni: pianta, sezione longitudinale e sezione trasversale.

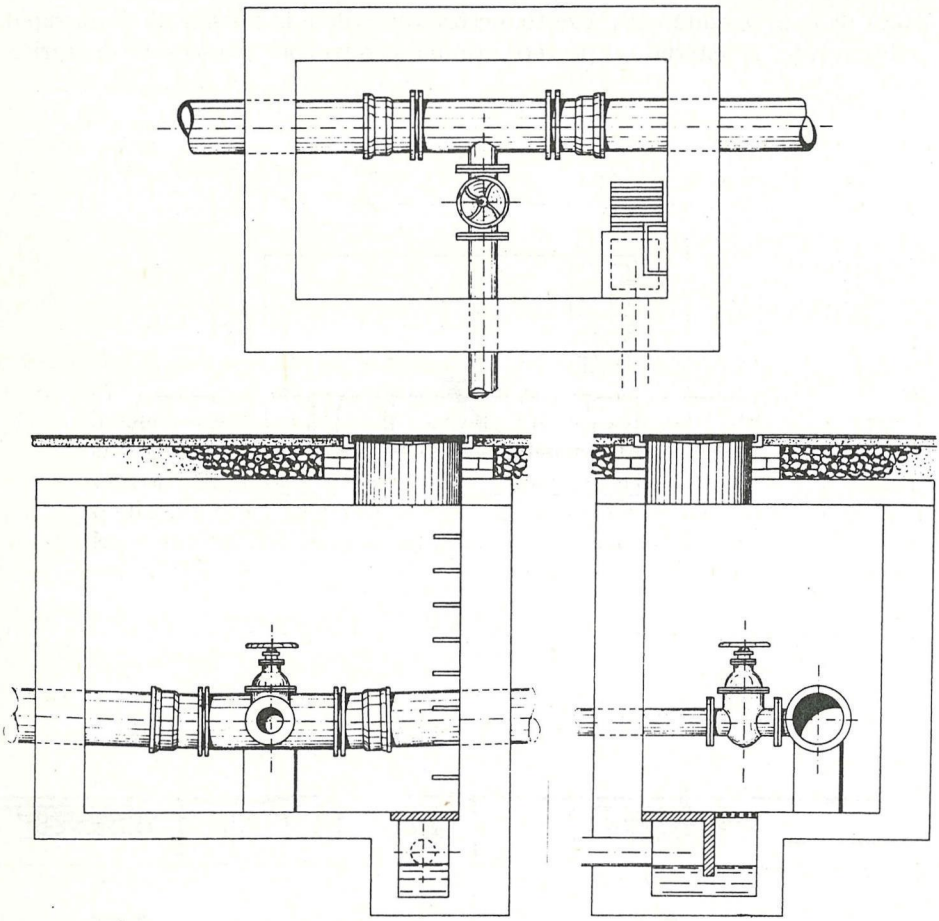


Fig. 6.13 Pozzetti per gli scarichi delle tubazioni: pianta, sezione longitudinale e sezione trasversale.

6.4 Le bocche di introduzione

Le bocche di introduzione, note anche col nome di *scatole di prova*, sono degli apparecchi che hanno lo scopo di permettere di inserire all'interno della tubazione le apparecchiature raschiatubi per un tratto di una certa lunghezza, in modo da poter levare dalla superficie della tubazione stessa i depositi, le incrostazioni e le tubercolizzazioni, quando questi hanno raggiunto un'entità tale da dar luogo a una riduzione di portata non accettabile.

Le bocche di introduzione sono sostanzialmente costituite da un tronchetto di varie forme, munito alle sezioni estreme di flange per il collegamento ai tronchi di tubazione adiacenti e superiormente di un coperchio imbullonato, che può essere facilmente levato per permettere l'introduzione delle attrezzature per la pulizia; a

volte, per evitare di levare il coperchio, viene praticato in esso un foro, aprendo il quale si ha la possibilità di inserire l'utensile raschia–tubi.

Le forme delle bocche di introduzione sono diverse: parallelepipede, cilindriche nella parte inferiore al di sotto del piano diametrale orizzontale della tubazione e parallelepipede nella parte superiore ecc.; spesso le sezioni estreme del tronchetto non sono verticali, ma oblique, in modo che la bocca abbia un'ampiezza maggiore nella parte superiore. La forma più opportuna della bocca viene scelta in dipendenza delle altre funzioni che a essa vengono assegnate, fra le quali molto frequente è quella di permettere il sezionamento della tubazione, per poter effettuare le prove di tenuta alla pressione interna, tanto che la bocca di introduzione viene spesso denominata scatola di prova.

Il sezionamento viene effettuato introducendo dall'apertura superiore dei dischi metallici che vengono opportunamente contrastati in modo da chiudere le sezioni estreme della tubazione, che resta così suddivisa in una serie di tronchi fra loro separati. Nei dischi sono presenti dei fori che consentono di mettere in pressione i tronchi di tubazione mediante una pompa e di poter collegare i manometri per le misure di pressione. Naturalmente i dischi possono servire anche per sezionare la tubazione durante l'esercizio, al fine di procedere alle operazioni di manutenzione ordinaria o alla riparazione di eventuali rotture, anche se per tale funzione si adoperano generalmente appositi organi di intercettazione, come le valvole e le saracinesche.

Sono state anche ideate e impiegate delle bocche di introduzione munite di un attacco superiore per poterle collegare con un organo di sfiato o di un attacco inferiore per il collegamento con un dispositivo di scarico; queste bocche possono così assolvere a tre funzioni: oltre che l'introduzione dei dispositivi di pulizia e il sezionamento della tubazione, le prime permettono l'evacuazione dell'aria dalla condotta e vanno perciò inserite in corrispondenza dei vertici superiori del profilo longitudinale, mentre le seconde consentono il vuotamento dei due tronchi adiacenti di tubazione e vengono perciò installate nei vertici inferiori del profilo stesso. È da osservare che le bocche di introduzione o scatole di prova, vengono attualmente impiegate più raramente che in passato.

6.5 Le valvole riduttrici o regolatrici di pressione

Nelle condotte adduttrici degli acquedotti c'è sempre l'esigenza, per vari motivi, di dover ridurre la pressione in alcuni punti durante l'esercizio. Infatti la rugosità delle tubazioni aumenta nel tempo, per cui durante il funzionamento dell'acquedotto si hanno perdite di carico inferiori a quelle previste in progetto a *tubi usati*, che vengono raggiunte solo dopo un lungo periodo di servizio e quindi occorre dissipare una parte del carico disponibile mediante valvole riduttrici di pressione, che danno luogo a perdite di carico localizzate.

Inoltre, nelle condotte adduttrici si hanno delle continue variazioni di portata, sia perché la portata massima di progetto è relativa a una situazione di futuro sviluppo che prevede maggiori consumi idrici, sia per effetto delle continue oscillazioni della richiesta idrica che, anche in presenza di serbatoi di compenso, rendono necessari cambiamenti di portata nelle adduttrici, per evitare di dover sfiorare dai serbatoi stessi i quantitativi d'acqua in arrivo che nei periodi di minor

consumo risultano in eccesso rispetto alla richiesta idrica.

In sostanza, quindi, le condotte adduttrici vengono calcolate considerando la condizione di funzionamento estremo di massima portata e massima rugosità della tubazione, che si verifica solo per brevi periodi dell'anno dopo un lungo tempo di servizio, mentre normalmente le perdite di carico sono minori, per cui è necessario prevedere dispositivi di dissipazione di energia durante le fasi di normale esercizio, dispositivi che andranno dimensionati con riferimento all'altra situazione estrema di funzionamento: minima portata e tubazione nuova.

La necessità di dover dissipare una parte del carico disponibile può discendere anche dal fatto che, per soddisfare la prima condizione di funzionamento estremo (massima portata con tubi usati), occorre, in genere, un diametro teorico non in commercio; ora, in alcuni casi, come si è visto nel paragrafo 5.18, non si effettua la suddivisione della tubazione in due tratti, uno di diametro maggiore e l'altro di diametro minore rispetto a quello teorico di calcolo, ma si adopera per tutta la lunghezza della condotta il diametro commerciale maggiore, per cui si hanno perdite di carico inferiori al carico disponibile.

Si fa presente che nelle condotte a gravità, qualora non si inserissero le valvole riduttrici o regolatrici dei carichi, potrebbero verificarsi due situazioni, entrambe non soddisfacenti e quindi da evitare:

– defluisce nella condotta una portata sempre maggiore di quella massima richiesta nella rete di distribuzione, per cui giungono nei serbatoi di compenso dei volumi idrici superiori a quelli necessari e vengono quindi sfiorati i quantitativi d'acqua in eccesso;

– se invece, tenendo conto della capacità di compenso dei serbatoi, defluiscono nella condotta le portate minime sufficienti a soddisfare le richieste idriche della rete, si hanno certamente alcuni tratti di tubazione con funzionamento a canaletta, cioè con sezione non piena e con pressione pari a quella atmosferica, mentre è noto che nelle tubazioni degli acquedotti occorre evitare, per motivi di natura igienica, sia le depressioni che il funzionamento a canaletta anche per brevi tratti e anzi, per sicurezza, è opportuno che il carico non scenda mai al di sotto di 4–5 m.

Con riferimento alla figura 6.14, siano J la pendenza piezometrica che si verifica con la massima portata di progetto in una tubazione la cui parete interna ha raggiunto il massimo grado di rugosità e J_1 la pendenza piezometrica corrispondente a una portata generica e a una scabrezza generica del tubo; si può osservare che, qualunque sia il profilo longitudinale della condotta, ci sono sempre dei tratti con pendenza superiore a J_1, nei quali si ha il funzionamento a canaletta, da evitare per motivi di natura igienica.

Nel caso della figura 6.14, se la condotta ha il 1° profilo, la pendenza piezometrica ha l'andamento ACD e funziona a canaletta il tratto AC, mentre, se la condotta ha il 2° profilo, la pendenza piezometrica ha l'andamento $AEFGD$ e funzionano a canaletta i tratti AE e FG. Discende da ciò la necessità di prevedere l'installazione di valvole riduttrici o regolatrici dei carichi in opportuni punti della tubazione, in modo da avere il deflusso di portate minori di quella massima di progetto con tubazione sempre in pressione, qualsiasi sia il grado di rugosità della parete del tubo.

Le posizioni delle valvole riduttrici vanno determinate facendo riferimento alla seconda condizione di funzionamento estremo, che dà luogo alle minime perdite di

carico: portata minima, defluente a tubi nuovi.

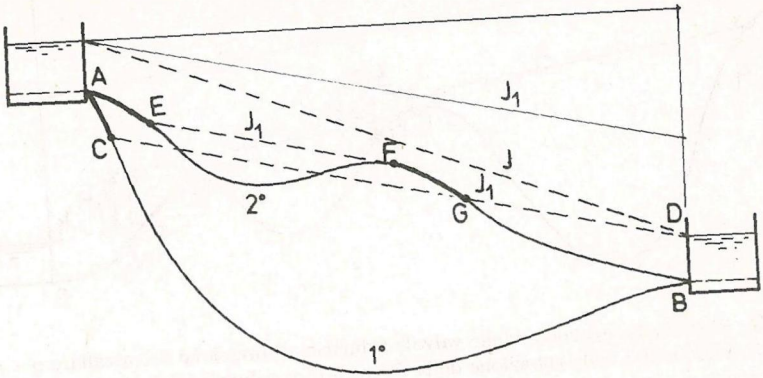


Fig. 6.14 Tubazione nuova con tratti funzionanti a canaletta, qualsiasi sia il suo percorso longitudinale.

Se J_1 è la pendenza piezometrica corrispondente a tale situazione lungo una data tubazione (figura 6.15), qualora non si inserissero valvole riduttrici, si avrebbe un funzionamento a canaletta dei tratti $AB - CD$ e EF.

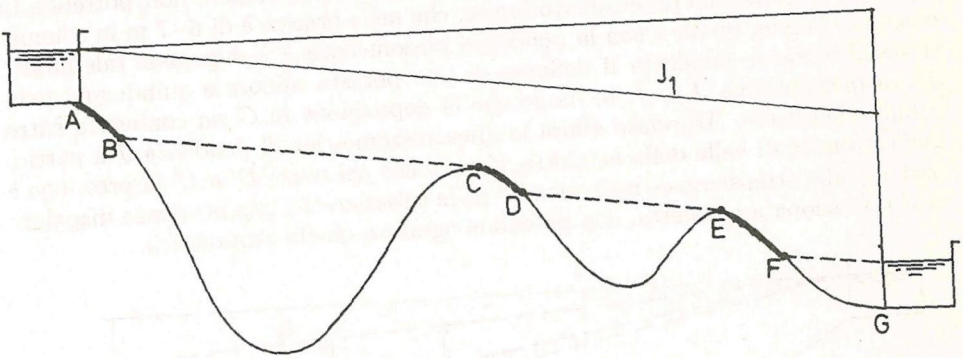


Fig. 6.15 Tubazione con tratti funzionanti a canaletta.

Volendo invece avere in qualsiasi punto della condotta un dato carico minimo (per esempio di 4 m sulla linea d'asse), si tracci la linea piezometrica di pendenza J_1 partendo dall'estremo G di valle (figura 6.16); nella sezione in cui tale linea è più alta di soli 4 m rispetto all'asse del tubo va inserita una valvola (V_3). L'andamento della piezometrica dovrà poi essere tale da passare 4 m al di sopra dei vertici superiori E e C del profilo, per cui vengono facilmente individuate le posizioni delle altre due valvole riduttrici V_1 e V_2 e il valore della perdita di carico ΔH che ciascuna valvola deve provocare (figura 6.16).

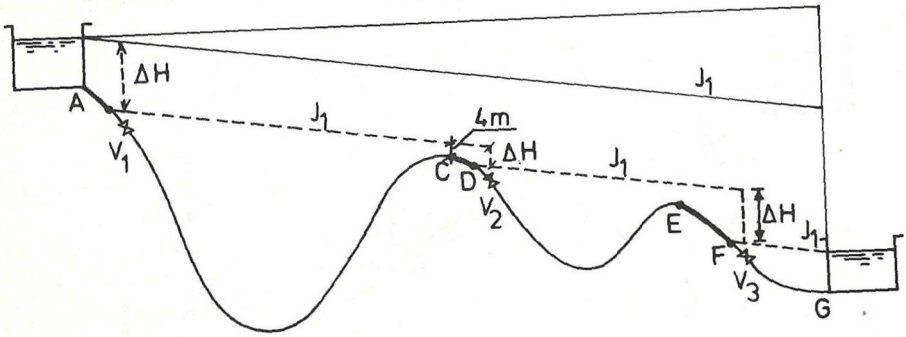


Fig. 6.16 Scelta della posizione delle valvole riduttrici di pressione da installare per non avere tratti della tubazione della figura 6.16 con funzionamento a canaletta.

È da osservare che per alcuni profili longitudinali della condotta è necessario prevedere delle valvole riduttrici anche per l'altra situazione estrema di progetto (massima portata defluente a tubi usati), per evitare che qualche tronco funzioni in depressione o a canaletta. Per esempio, nel caso della figura 6.17, tracciata la linea piezometrica di pendenza J lungo la tubazione AB, si vede che nel tratto DE la pressione è inferiore a quella atmosferica: occorre inoltre aver presente che la massima depressione, che si ha nel punto C più critico, non potrebbe in ogni caso superare un determinato limite, che nella pratica è di 6–7 m in colonna d'acqua. Perciò, qualora con la pendenza piezometrica J si superasse tale limite, si stabilirebbe in condotta il deflusso di una portata minore e quindi una pendenza piezometrica $\bar{J} < J$, in modo che la depressione in C sia contenuta entro il limite suddetto. Tracciata allora la linea piezometrica di pendenza $\bar{J}$ a partire dall'estremità di valle della condotta, si vede che nei punti D' e E' la pressione è pari a quella atmosferica e nel tratto $D'E'$ la tubazione ha una pendenza maggiore di $\bar{J}$ e funziona a canaletta, con pressione uguale a quella atmosferica.

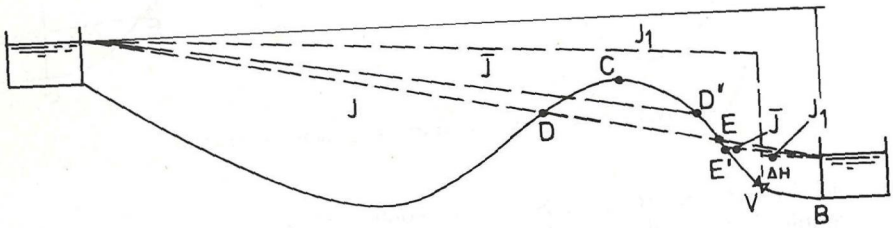


Fig. 6.17 Esempio di profilo longitudinale di tubazione con un tratto funzionante a canaletta anche dopo molti anni di servizio e scelta della posizione della valvola riduttrice.

Per evitare che ciò si verifichi, è opportuno prevedere una pendenza piezome-

trica J_1 che rispetti il carico minimo nel punto C, inserendo una valvola riduttrice di pressione che dia luogo a una perdita di carico $\Delta H = (J - J_1)\,L$, valvola da installare in un punto tale che il carico minimo sia rispettato in tutta la tubazione. In questo caso, la riduzione della pendenza piezometrica dal valore J al valore J_1 va messa in conto per la condizione di funzionamento di progetto (portata massima con tubi usati) e comporta un aumento del diametro della tubazione.

Altre situazioni possono ancora rendere necessarie le valvole riduttrici dei carichi: per esempio, se con i diametri ricavati dai calcoli idraulici la velocità in condotta supera i valori limiti ritenuti ammissibili, occorre adoperare diametri maggiori, per cui non tutto il carico motore disponibile viene utilizzato; in questi casi, se non risulta conveniente sfruttare il carico non dissipato per la produzione di energia, è necessario prevedere l'installazione di valvole riduttrici dei carichi.

Spesso poi, per i piccoli acquedotti, quando il carico disponibile è elevato e il profilo altimetrico dell'adduttrice presenta notevoli pendenze, dal punto di vista strettamente idraulico sarebbero sufficienti diametri della tubazione molto piccoli, per i quali le incrostazioni che si verificano durante l'esercizio potrebbero avere conseguenze molto gravi e dar luogo addirittura a occlusioni. Per tale motivo non si adottano, di norma, diametri nominali inferiori a 80 mm (solo in casi eccezionali si scende fino al diametro di 60 mm) e ciò rende necessario l'impiego di valvole riduttrici.

Si fa osservare che, come già detto in vari paragrafi del capitolo 5, nelle condotte a gravità si potrebbe fare a meno di tali valvole, lasciando defluire nella tubazione la portata che si stabilisce in dipendenza del carico disponibile e della scabrezza del tubo, portata che è ovviamente maggiore di quella massima di progetto fino a quando la tubazione non ha raggiunto il suo massimo grado di rugosità; per evitare di dover sfiorare i quantitativi d'acqua derivati che risultano in eccesso, sarebbe sufficiente installare, subito a monte del serbatoio, una valvola a galleggiante, che arresti il deflusso quando il serbatoio è pieno, mediante chiusura lenta in un tempo prefissato, per prevenire fenomeni di colpo d'ariete. Il deflusso in condotta verrebbe ripristinato quando il livello nel serbatoio si abbassa fino a una quota prefissata. Ovviamente tale situazione è possibile solo se l'opera di presa è in grado di fornire portate superiori a quella massima di progetto, cosa che si verifica assai difficilmente.

Comunque, anche quando è possibile la soluzione con valvole a galleggiante, se il carico da dissipare è di una certa entità, è sempre preferibile l'installazione di valvole riduttrici di pressione, sia per evitare continue variazioni di portata in condotta, che, anche se lente, innescano nocive oscillazioni di pressione, sia per non avere il deflusso di portate sempre elevate, che, dando luogo a maggiori velocità, sollecitano di più i giunti.

Solo quando il carico in eccesso è modesto (al più 10–15 m) può essere dissipato anche mediante organi di regolazione delle portate (saracinesche, valvole a farfalla, a fuso ecc.). Negli altri casi sono preferibili le valvole riduttrici che, di norma, possono dissipare fino a 50 m di carico, ma non mancano valvole che dissipano anche 80 m e oltre.

È da rilevare che, anche quando sarebbe sufficiente una sola valvola per dissipare tutto il carico in eccesso, è preferibile installarne più d'una, in modo che la tubazione sia sottoposta durante l'esercizio a pressioni minori. Per esempio,

dalla figura 6.18 si osserva che la linea piezometrica che si ha con l'inserimento in una condotta di un'unica valvola V_1 che dissipa il carico ΔH risulta più elevata di quella che si ottiene inserendo tre valvole (V_1, V_2, V_3) che dissipano nel complesso lo stesso carico ΔH. Solo se il carico da dissipare non è elevato è consigliabile inserire una sola valvola.

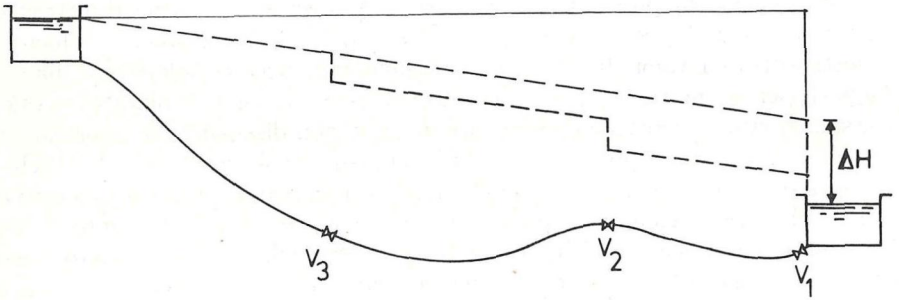


Fig. 6.18 Linee piezometriche lungo una tubazione in presenza di una valvola che dissipa il carico ΔH e di tre valvole che dissipano complessivamente lo stesso carico.

Come si vedrà nel seguito, a seconda delle caratteristiche delle valvole ci può essere o meno bisogno di una loro regolazione al variare della portata defluente e del grado di scabrezza della tubazione, che va via via aumentando durante l'esercizio.

Nelle condotte funzionanti a sollevamento meccanico le valvole riduttrici di pressione di norma non vengono impiegate, in quanto la regolazione viene effettuata con altri sistemi: per esempio, quando si vogliono sollevare portate minori di quella massima di progetto o quando la tubazione non ha raggiunto il grado di scabrezza finale, o quando si verificano entrambe le eventualità, si può mettere in funzione solo una parte delle pompe installate; l'esatto valore di portata può essere ottenuto mediante l'organo di regolazione posto subito a valle delle pompe, oppure si può di tanto in tanto interrompere l'afflusso al serbatoio o alla vasca di carico mediante una valvola a galleggiante.

6.5.1 I vari tipi di valvole riduttrici

Un primo tipo di valvola riduttrice dei carichi è quello a stella, ideata da Conti, costituito sostanzialmente da due dischi con luci a stella, uno fisso e l'altro mobile intorno al suo centro (figura 6.19); regolando la posizione del disco mobile rispetto a quello fisso varia l'apertura delle luci e quindi, per una data portata defluente, varia la perdita di carico dovuta al passaggio della corrente attraverso la valvola.

Le luci sono di ampiezza e forma tale che per nessuna posizione relativa dei due dischi si possa avere la completa chiusura della valvola, in modo da evitare che, a seguito di un'errata manovra, la pressione a monte superi un dato limite. Il dispositivo viene installato tra due brevi tratti troncoconici e la posizione reciproca dei due dischi può essere regolata inserendo i dischi stessi all'interno di una bocca di introduzione (figura 6.19) o, preferibilmente, agendo su un volantino posto all'esterno della tubazione. La valvola descritta dà luogo a una dissipazione

di carico che dipende dalla portata e necessita perciò di una regolazione al variare di questa.

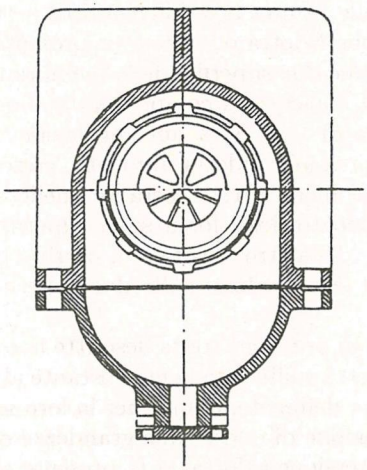


Fig. 6.19 Valvola riduttrice di pressione a stella.

Le valvole riduttrici di pressione più moderne hanno una strozzatura inferiore, la cui apertura viene regolata da un sistema a molle (figura 6.20). L'organo di strozzamento è costituito da un otturatore equilibrato a doppia sede, collegato rigidamente a una membrana metallica M, sulla cui superficie inferiore agisce la pressione del fluido che si ha a valle della valvola, mentre sulla superficie opposta agisce lo sforzo esercitato dalle molle: la prima tende a chiudere la strozzatura, mentre il secondo tende ad aprirla.

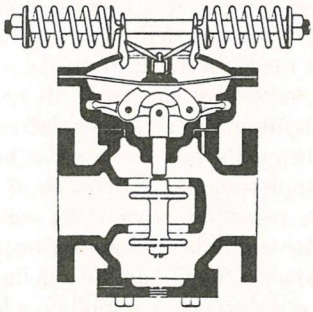


Fig. 6.20 Valvola riduttrice di pressione a molle.

L'azione delle molle tende a mantenere aperto l'otturatore, per cui si ha il passaggio del liquido da monte verso valle; la pressione di valle, agente sulla superficie

inferiore della membrana, tende a chiudere l'otturatore e a comprimere le molle, le quali a loro volta tendono a riaprire l'otturatore; l'equilibrio verrà raggiunto con una data pressione a valle (e quindi con un certo salto di pressione tra monte e valle), per cui le valvole riduttrici consentono di ridurre la pressione a monte, che può essere anche variabile, a una pressione ridotta a valle poco variabile; per la regolazione della pressione ridotta occorre aver presente che, allentando le molle, l'equilibrio degli sforzi sulle due superfici della membrana viene raggiunto con una minore pressione ridotta, e viceversa comprimendo le molle.

La valvola è dotata di una certa autoregolazione nel senso che, una volta regolate le molle, se la pressione ridotta aumenta, cresce lo sforzo sulla superficie inferiore della membrana, mentre resta costante quello esercitato dalle molle sulla superficie opposta; l'aumento della forza sulla superficie inferiore determina un minor grado di apertura della strozzatura, cui corrisponde una diminuzione della pressione ridotta, fino a che gli sforzi sulle due superfici della membrana non si equilibrano.

Le valvole riduttrici di pressione sopra descritte non consentono tuttavia di ottenere una pressione ridotta sufficientemente costante al variare sia della pressione a monte che della portata defluente, quindi per la loro scelta occorre sempre tener conto dei campi di variazione di queste due grandezze e della tolleranza ammissibile per il valore della pressione ridotta; si fa presente al riguardo che il diametro nominale DN della valvola può anche essere diverso da quello della tubazione.

Le valvole regolatrici di pressione, invece, consentono di ottenere una pressione a valle costante, con tolleranze anche inferiori al 2%, indipendentemente dalla pressione di monte e dalla portata; queste valvole agiscono quindi esclusivamente sotto l'impulso della pressione ridotta.

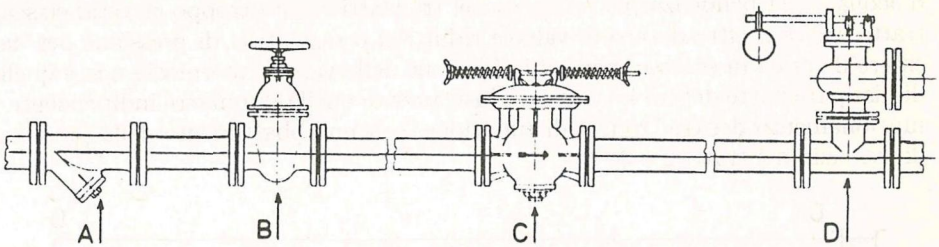
Ne esistono vari tipi, alcuni dei quali sono simili alle valvole riduttrici viste in precedenza, ma sono molto più sensibili e lo sforzo sulla parte superiore della membrana è regolato da una semplice o da una doppia leva, anziché mediante le molle; in altre valvole, invece, la costanza della pressione ridotta viene assicurata mediante dei servomotori. Per il funzionamento delle suddette valvole si rimanda ai cataloghi delle ditte costruttrici.

Per una corretta installazione di una valvola riduttrice o regolatrice di pressione è consigliabile seguire lo schema della figura 6.21, che prevede l'installazione a monte della valvola di un raccoglitore di impurità e di una saracinesca di intercettazione e a valle di una valvola di sicurezza. Il raccoglitore di impurità ha lo scopo di trattare le eventuali impurità trascinate dalla corrente, per evitare pericoli di occlusione della strozzatura della valvola; la saracinesca di intercettazione serve per poter interrompere completamente il deflusso al fine di effettuare eventuali operazioni di manutenzione o di riparazione della valvola riduttrice; la valvola di sicurezza ha lo scopo di evitare che la pressione ridotta possa superare un determinato limite in caso di mancato funzionamento della valvola riduttrice.

Le valvole di sicurezza possono essere a molla o a leva e contrappeso e possono essere munite o meno di scarico verso l'esterno. Nelle tubazioni d'acquedotto non si ravvisa però la necessità di tali valvole, in quanto se la pressione ridotta supera il limite prefissato non sono da temere particolari inconvenienti.

Le valvole riduttrici o regolatrici dei carichi, i filtri di presa, le valvole di sicurezza vengono realizzate in ghisa grigia o sferoidale o in acciaio; in alcuni casi,

per la realizzazione di tali apparecchiature o di alcune loro parti più delicate si usano anche l'acciaio insossidabile e il bronzo.



A— raccoglitore d'impurità; B—saracinesca d'intercettazione;
C— valvola di riduzione di pressione; D—valvola di sicurezza.

Fig. 6.21 Schema d'installazione di una valvola riduttrice di pressione.

Per la dissipazione del carico in eccesso trovano applicazione anche dei manufatti, detti "torrini" o "pozzetti di disconnessione", che possono essere di vari tipi, alcuni dei quali illustrati da Rosa Viparelli; il più semplice è costituito da una vasca avente una piccola sezione trasversale, munita di una soglia sfiorante, che alimenta una seconda vasca: nella prima vasca giunge la portata dalla tubazione dell'acquedotto e si stabilisce un livello che consente lo sfioro di tale portata nella seconda vasca, dalla quale riparte la tubazione dell'acquedotto. In questa seconda vasca si stabilisce un livello idrico che consente di ottenere il carico necessario per far defluire la portata in arrivo nel tronco di valle; la differenza Δh tra i livelli nelle due vasche rappresenta la dissipazione di carico nel torrino.

È chiaro che manufatti del genere possono dar luogo a dissipazioni molto limitate, per cui, malgrado la loro sicurezza di funzionamento, trovano raramente impiego. Un pozzetto di sconnessione infatti, dovendo essere contenuto all'interno di un apposito locale fuori terra, presenta sempre un costo non trascurabile e comunque maggiore di un'apparecchiatura speciale d'acquedotto: quindi, per piccole dissipazioni di carico la sua funzione può essere assolta anche da un qualsiasi organo di regolazione di portata, mentre, per poter dissipare carichi di una certa entità risulta necessario un gran numero di pozzetti, il cui costo diventa notevole, quando invece risulta sufficiente anche una sola valvola riduttrice di pressione per ottenere lo stesso risultato.

Un problema diverso si presenta quando il profilo longitudinale del terreno presenta elevate pendenze, per cui tra le estremità della tubazione esiste un forte dislivello con pressioni di esercizio molto grandi nel tratto terminale della tubazione stessa. In questo caso risulta opportuno inserire lungo la condotta delle vasche di sconnessione, che abbassano il piano idrostatico, riducendo notevolmente le pressioni di esercizio.

Per esempio, nel caso rappresentato nella figura 6.22, inserendo lungo il percorso della condotta AB due vasche di carico nelle posizioni E e G, il piano idrostatico nel tratto 2 si abbassa dalla quota CD alla quota EF e nel tratto 3 dalla quota CD alla quota GH con conseguenti forti riduzioni della pressione di

esercizio.

Le vasche di sconnessione in E e in G andranno alimentate dall'alto, dotando la tubazione in arrivo di valvole di efflusso a galleggiante, per evitare inutili sprechi d'acqua; se la pendenza piezometrica nei tre tratti risulta troppo elevata, ciascun tratto andrà inoltre dotato di valvole riduttrici o regolatrici di pressione per dissipare il carico in eccesso, per cui la funzione delle vasche intermedie non è quella di dissipare parte del carico, ma è esclusivamente quella di rendere indipendente il funzionamento dei tre tronchi di tubazione, con un abbattimento della pressione di esercizio nei tratti 2 e 3.

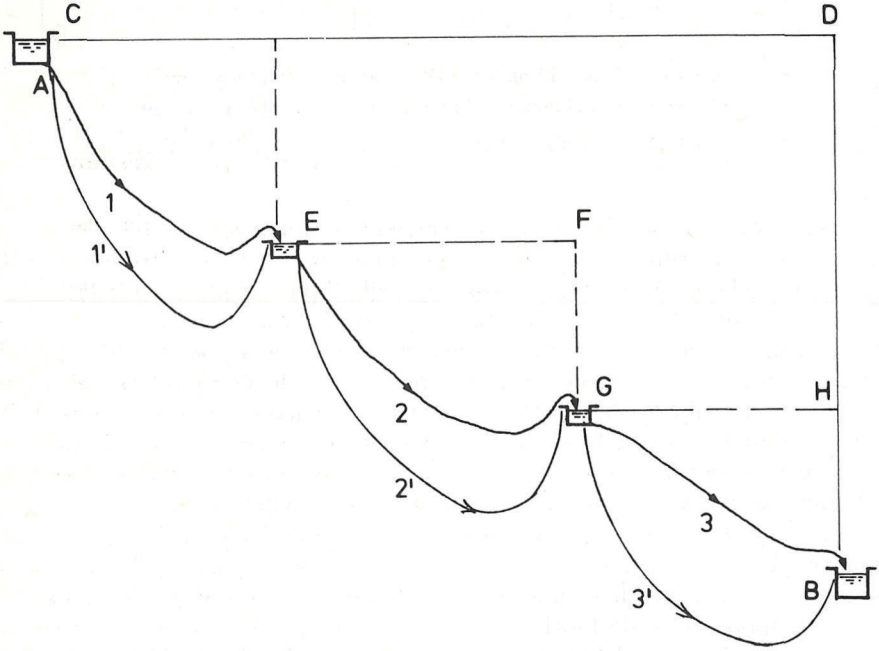


Fig. 6.22 Vasche di sconnessione inserite lungo il profilo di una tubazione a forte pendenza.

A volte la tubazione ha un profilo longitudinale costituito da una serie di tratti discendenti, che raggiungono il fondovalle e successivi tratti ascendenti (profilo $1' - 2' - 3'$ della figura 6.22). In questi casi, per ridurre le pressioni di esercizio, è opportuno prevedere le vasche di sconnessione nei punti più elevati del profilo, evitando di installare le valvole di efflusso a galleggiante subito a monte; così facendo la pressione di esercizio nel generico tratto di tubazione è quella che si verifica durante il funzionamento, non potendosi mai avere la pressione idrostatica corrispondente alla quota liquida nella vasca di monte né quella corrispondente alla quota liquida nella vasca di sconnessione di valle (la linea piezometrica $C - E$, $E - G$ e $G - B$ determina quindi le pressioni di esercizio).

In questo caso il deflusso deve essere per forza regolato da monte, installando sarcinesche o valvole d'altro tipo subito a valle delle vasche di sconnessione; un e-

sempio di realizzazione di questo genere è rappresentato dall'Acquedotto di Siena, nel quale gli accorgimenti descritti hanno consentito di limitare, nei punti più depressi del profilo, a circa 45 atm le massime pressioni di esercizio, che altrimenti avrebbero raggiunto valori molto più elevati.

6.6 Le valvole di intercettazione e di regolazione

Lungo le tubazioni d'acquedotto devono essere previste delle valvole che permettono sia l'interruzione completa del flusso che la regolazione della portata; a volte entrambe le suddette funzioni vengono affidate a un unico apparecchio.

Organi di intercettazione vanno previsti in corrispondenza di cabine di manovra, di diramazioni, di attraversamenti di corsi d'acqua, di strade, ferrovie o altri manufatti, di serbatoi, di vasche di carico, di partitori, di apparecchiature speciali, macchinari ecc., in modo da poter effettuare operazioni di manutenzione, riparazione, smontaggio. Per poter sezionare le lunghe condotte adduttrici, è consigliabile installare anche saracinesche di linea opportunamente distanziate (mediamente 1–2 Km).

Per le reti di distribuzione urbana gli organi di chiusura da inserire sono molti, essendo necessario poter isolare facilmente le varie diramazioni. Gli organi di regolazione della portata consentono di ridurre la portata stessa parzializzando la sezione trasversale, per cui danno luogo a una perdita di carico. È perciò corretto servirsi di tali apparecchiature per regolazioni di piccola entità che possono essere richieste durante il servizio e che originano quindi perdite di carico modeste, mentre quando le perdite conseguenti alla riduzione di portata risultano grandi è opportuno adoperare le valvole riduttrici di pressione.

Gli elementi principali che caratterizzano il funzionamento di una valvola sono i seguenti:
– la perdita di carico che si verifica a valvola completamente aperta;
– la tenuta che si ha a valvola completamente chiusa;
– la regolarità del flusso a valle con un generico grado di apertura;
– lo sforzo di azionamento durante le manovre;
– la legge di variazione della portata al variare del grado di apertura (tale legge è tanto migliore quanto meno si discosta da quella lineare).

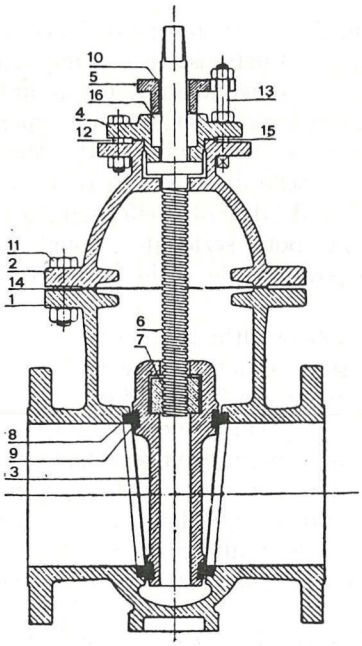
Le valvole esistenti in commercio non posseggono caratteristiche tutte positive, per cui in genere non si può assegnare a un unico organo tutte le funzioni richieste, ma occorre installare più valvole di diverso tipo.

6.6.1 Le valvole a saracinesca

Le valvole a saracinesca, più semplicemente dette anche "saracinesche", sono delle apparecchiature di ghisa o di acciaio, dotate di un albero a vite che fa muovere un organo otturatore, costituito da una lente circolare che va a inserirsi in un'apposita sede, in modo da ostruire totalmente o parzialmente la sezione di passaggio (figura 6.23); gli anelli di tenuta (nel corpo e nel cuneo) sono per lo più di bronzo. La tenuta, che è dovuta al contatto fra superfici metalliche, si ha per effetto sia della spinta idrostatica sulla lente che dell'azione meccanica dell'albero.

In posizione di totale apertura le saracinesche danno luogo a perdite di carico trascurabili, mentre, quando sono completamente chiuse, garantiscono un'ottima

tenuta per pressioni inferiori alla loro pressione nominale; dovrebbero perciò essere adoperate solo come organi di intercettazione, in quanto, in posizione di apertura parziale, creano un moto perturbato con forti perdite di carico e provocano il deterioramento degli anelli di tenuta del corpo e dell'otturatore.



1—Corpo; 2—cappello; 3—cuneo; 4—camera a stoppa; 5—premistoppa; 6—albero; 7—madrevite; 8—anelli del corpo; 9—anelli del cuneo; 10—bussola del premistoppa; 11—bulloni del corpo; 12—bulloni camera a stoppa; 13—bulloni premistoppa; 14—guarnizione del corpo. 15—guarnizione premistoppa; 16—guarnizione camera a stoppa;

Fig. 6.23 Componenti di una valvola a saracinesca.

Spesso però le saracinesche vengono usate anche come organi di regolazione, per evitare l'installazione di altre apposite apparecchiature; si fa presente in proposito che il problema delle eccessive perdite di carico generate dalle saracinesche in effetti non esiste, perché tali perdite risultano esattamente uguali a quelle necessarie per ridurre la portata al valore desiderato e sono perciò le stesse di quelle che creerebbe un qualsiasi dispositivo di regolazione per ridurre la portata al medesimo valore.

Le saracinesche, come del resto tutte le altre apparecchiature speciali, sono dotate di attacchi a flangia e, a seconda della pressione di esercizio e del diametro, possono essere a corpo piatto, a corpo ovale e a corpo cilindrico; quelle a corpo piatto hanno l'ingombro longitudinale minore, mentre quelle a corpo cilindrico hanno l'ingombro longitudinale maggiore (figura 6.24). Le saracinesche a corpo piatto sono però idonee per pressioni nominali piuttosto basse (in genere fino a PN

10), mentre quelle a corpo ovale raggiungono pressioni nominali maggiori (fino a PN 25) e quelle a corpo cilindrico possono essere adoperate per pressioni nominali anche molto elevate (fino a PN 100).

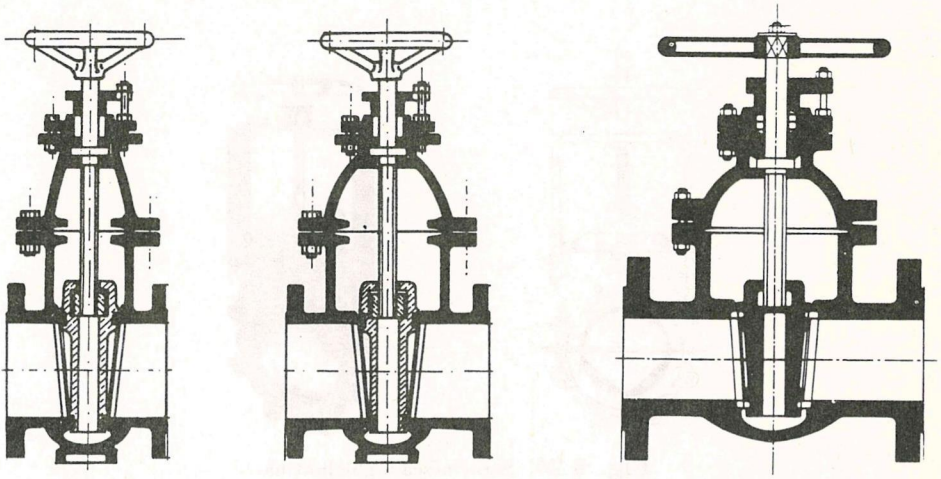


Fig. 6.24 Saracinesche a corpo piatto, ovale e cilindrico.

Il premistoppa, che è l'elemento che assicura la tenuta in corrispondenza del foro di passaggio dell'albero, è uno dei pochi componenti delle saracinesche che ha bisogno di manutenzione, che non risulta facile quando la saracinesca è installata in posizioni disagiate. Da qualche tempo vengono perciò realizzate delle saracinesche nelle quali il premistoppa tradizionale è stato sostituito da un particolare dispositivo di tenuta, costituito da due anelli *O–Ring* che vengono schiacciati e deformati nella loro sede, dispositivo che assicura la tenuta anche in condizioni di esercizio particolarmente gravose, grazie alla possibilità di produrre gli anelli *OR* in una vasta gamma di elastomeri.

Un altro tipo di saracinesca è quello a ghigliottina, il cui organo di parzializzazione è costituito da una semplice lamina metallica che scorre verticalmente fino a chiudere completamente la sezione trasversale; tale saracinesca presenta il vantaggio di avere un ingombro longitudinale estremamente limitato (figura 6.25).

Per piccoli diametri vengono adoperate anche le valvole a sfera, costituite da un involucro sferico entro cui ruota una sfera che ha un foro a sezione circolare dello stesso diametro della tubazione: in fase di completa apertura tale foro si dispone secondo la direzione del flusso, mentre con una rotazione della sfera di 90° si ha la completa chiusura della tubazione.

Le saracinesche possono essere manovrate in vari modi: per piccoli diametri e basse pressioni di esercizio possono essere comandate anche direttamente a mano, azionando l'apposito volantino, altrimenti è necessario ricorrere a organi demoltiplicatori che consentono, mediante una serie di ingranaggi a vite, di ridurre gli sforzi; sempre per ridurre gli sforzi, le saracinesche di grande diametro ed ele-

vate pressioni nominali vengono spesso dotate di *by-pass*, costituito da un tubo di piccolo diametro, a sua volta munito di saracinesca, che resta aperta durante le manovre, in modo da avere la stessa pressione dalle due parti della saracinesca principale; effettuata la manovra, il by-pass viene chiuso.

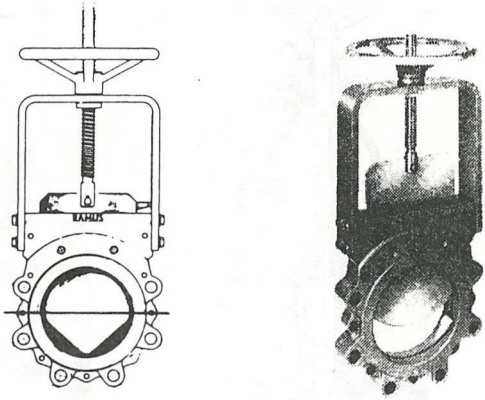


Fig. 6.25 Saracinesca a ghigliottina.

Le saracinesche installate nel sottosuolo possono venire comandate dall'alto mediante apposite aste di manovra; il comando delle saracinesche da un piano più elevato è possibile anche dotando le stesse di apposite colonnine di manovra.

Le saracinesche possono pure essere azionate mediante appositi servomotori idraulici o mediante motori elettrici, con comando anche a distanza. Quelle con servomotore idraulico non devono essere impiegate come organi parzializzatori, ma esclusivamente per apertura o chiusura totale; quelle elettrocomandate possono essere dotate di motore elettrico a corrente sia continua che alternata.

6.6.2 Le valvole a farfalla

Le valvole a farfalla sono sostanzialmente costituite da un disco metallico circolare di diametro uguale a quello della tubazione, che può ruotare intorno a un asse diametrale parzializzando la sezione trasversale (figura 6.26).

All'origine queste valvole, per la loro non perfetta tenuta, erano nate come organi di regolazione, sebbene anch'esse, per gradi di apertura parziali, dessero luogo a un moto perturbato a valle. Tuttavia presentano, rispetto alle saracinesche, i vantaggi di un ingombro minore, di essere più semplici, di richiedere una manutenzione più facile, di essere manovrabili con sforzi molto minori in qualsiasi condizioni di esercizio; col tempo si è riusciti ad assicurare la loro tenuta, utilizzandole così anche come dispositivi di intercettazione.

Le valvole a farfalla vengono perciò sempre più spesso preferite alle sarcinesche, anche se, con il disco perpendicolare alla sezione trasversale, quindi in posizione di totale apertura, danno luogo a perdite di carico che, sebbene molto limitate, grazie al profilo idrodinamico del disco, risultano sempre un po' maggiori di quelle dovute alle saracinesche completamente aperte; tali perdite ΔH sono

mediamente dell'ordine di grandezza della metà dell'altezza cinetica in condotta ($\Delta H \simeq 0,5\,V^2/2\,g$). Attualmente, anche per pressioni nominali molto elevate, la tenuta risulta perfetta con la valvola installata in qualsiasi posizione, grazie al perfetto appoggio della guarnizione nella sua sede.

Le valvole a farfalla sono munite di attacchi a flangia e vengono realizzate in ghisa grigia o sferoidale, in acciaio, in acciaio inossidabile, con alcune parti di ottone, bronzo ecc. Gli sforzi richiesti per l'azionamento sono così modesti, anche per grandi diametri ed elevate pressioni di esercizio, da poter essere facilmente manovrate a mano; possono tuttavia anch'esse essere predisposte per l'inserimento di dispositivi a ingranaggi per la riduzione degli sforzi, o essere dotate di comando elettrico o idraulico come le saracinesche.

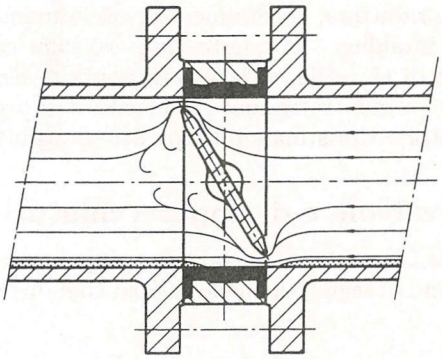


Fig. 6.26 Valvola a farfalla.

6.6.3 Le valvole di regolazione a fuso

Le valvole a fuso permettono di ottenere la regolazione della sezione di efflusso e quindi della portata mediante il movimento assiale di un otturatore a pistone (figura 6.27); la sezione di efflusso è sempre a forma di corona circolare e ciò permette alla valvola di dar luogo, in qualsiasi posizione, a perturbazioni minime della corrente.

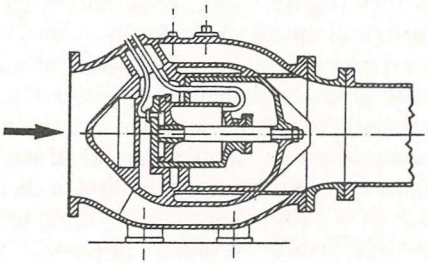


Fig. 6.27 Valvola di regolazione a fuso.

La valvola a fuso viene impiegata quando sono richieste continue e precise regolazioni, in modo da avere in un determinato punto del sistema idraulico una pressione costante al variare della portata o una portata costante al variare della pressione o, più in generale, una certa pressione in funzione della portata e viceversa. Si può ottenere una regolazione micrometrica della sezione di passaggio del fluido, grazie alla particolare linea a fuso dell'otturatore, il cui movimento è guidato da apposite alette di guida, che consentono di mantenere invariata la direzione dei filetti fluidi in entrata; il particolare profilo delle sedi di tenuta evita il sorgere di fenomeni di cavitazione, anche quando la valvola lavora nelle condizioni più critiche. La luce di passaggio tra corpo e otturatore, a valvola completamente aperta, è tale da avere una velocità pari a quella nella condotta, in modo da rendere minime le perdite di carico, mentre a valvola chiusa la tenuta risulta perfetta.

La valvola può essre manovrata manualmente mediante un volantino posto su un apposito gruppo riduttore; generalmente però la manovra è effettuta da un otturatore elettrico o idraulico. In questo caso, volendo conservare in un dato punto certe condizioni di esercizio, si fa uso di appositi sensori posti all'interno della tubazione, che, rilevando variazioni di velocità o di pressione, azionano immediatamente l'otturatore, ripristinando le condizioni primitive di esercizio.

6.7 Altri tipi di valvole e di apparecchiature speciali

Esistono, oltre a quelle illustrate, altre valvole e apparecchiature speciali, aventi varie funzioni: si accenna di seguito a quelle che più comunemente trovano impiego negli acquedotti.

6.7.1 Le valvole di ritegno (o unidirezionali o di non ritorno)

Sono valvole che permettono il deflusso in un solo senso, chiudendosi automaticamente non appena la direzione del flusso si inverte. Vengono installate subito a valle delle pompe, per impedire il riflusso del fluido attraverso il corpo della pompa quando questa si arresta; ci sono però molti altri casi in cui tali valvole si rendono necessarie, per impedire l'inversione del senso del moto.

Esistono vari tipi di valvole di ritegno, fra i quali il più comune è quello a battente o a "clapet", in cui il battente metallico è collegato, tramite un braccio di leva, a una cerniera: quando il moto è diretto in un senso, il momento dovuto alla spinta dinamica del fluido solleva facilmente il battente, lasciando libera la luce di efflusso, mentre, non appena il moto si inverte, la spinta contro il battente dà un momento che chiude la luce (figura 6.28). È da notare che la chiusura dà luogo a fenomeni di colpo d'ariete di entità modesta, in quanto essa avviene quando la velocità sta cambiando senso e quindi ha valori prossimi a zero.

Malgrado la presenza di una guarnizione in gomma sul battente o sulla sede contro cui questo viene pigiato, le valvole descritte non assicurano la tenuta idraulica. Le valvole a clapet non possono funzionare quando il senso del moto che devono consentire ha una componente non trascurabile diretta dall'alto verso il basso; in questo caso, infatti, quando la velocità si annulla, il momento rispetto all'asse di rotazione dovuto al peso del battente è tale da lasciare la valvola sempre aperta, per cui si verifica il vuotamento del tronco di tubazione posto al di sopra della valvola.

Come valvole di ritegno possono essere adoperate anche particolari valvole a fuso, il cui otturatore, anziché da un meccanismo esterno, viene azionato da una molla interna, la quale, venendo compressa dalla spinta del fluido, tiene l'otturatore in posizione di apertura quando la velocità è diretta in un senso; non appena la velocità si annulla, la spinta dinamica del fluido viene a mancare e l'otturatore viene piegato contro la sua sede chiudendo la luce di efflusso.

Un altro tipo di valvola di ritegno a molla è quello rappresentato in figura 6.29, che, al pari della valvola a fuso munita di molla in precedenza descritta, può essere adoperata anche quando la direzione del flusso ha una componente diretta dall'alto verso il basso. Sempre per flusso verticale, ma diretto dal basso verso l'alto, può essere adoperato anche il tipo di valvola rappresentato nella figura 6.30.

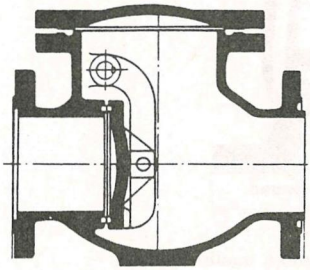


Fig. 6.28 Valvola di ritegno a battente o a "clapet".

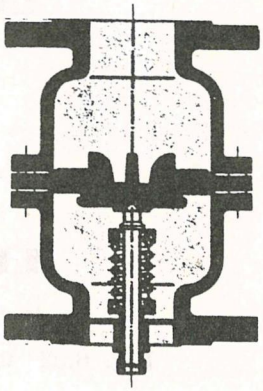


Fig. 6.29 Valvola di ritegno a molla.

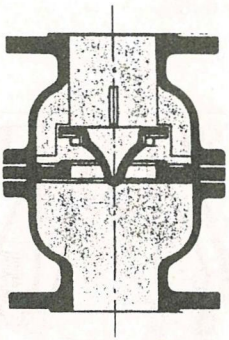


Fig. 6.30 Valvola di ritegno per tubazione verticale e flusso diretto verso l'alto.

Un altro tipo di valvola di ritegno con ottime caratteristiche di funzionamento è quello a ugello *Venturi*, che consente di ottenere la chiusura completa quando la

velocità del fluido è molto prossima ad annullarsi e quindi prima che si verifichi l'inversione del flusso; ciò, assieme al fatto che la valvola inizia a chiudersi quando la velocità incomincia a diminuire, comporta fenomeni di colpo d'ariete di entità ancora minore rispetto a quelli che si hanno con le altre valvole di ritegno.

Le valvole di tipo *Venturi* sono dotate di un otturatore a forma di fuso con un particolare profilo idrodinamico, che è tenuto in posizione d'apertura dalla spinta dinamica quando il flusso è diretto in uno dei due sensi; al diminuire della velocità entra in funzione una molla, la quale esercita una forza che tende a chiudere la luce d'efflusso, e la chiusura completa si verifica praticamente quando la velocità si annulla (figura 6.31).

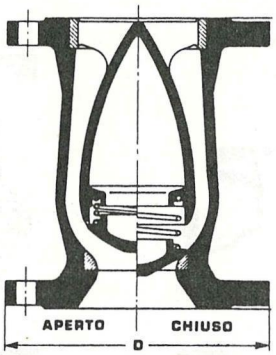


Fig. 6.31 Valvola di ritegno a ugello Venturi.

Per diametri DN della condotta superiori a 200 mm, le valvole a fuso sono generalmente costituite da un ugello centrale che resta in posizione fissa e da due ugelli laterali dotati di molla che determinano con la loro posizione l'apertura e la chiusura della valvola (figura 6.32).

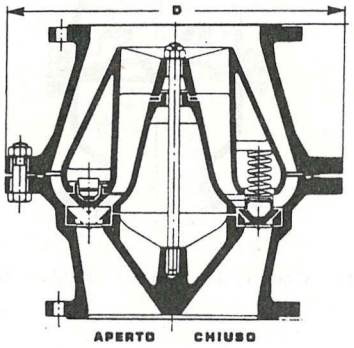


Fig. 6.32 Valvola di ritegno Venturi con due ugelli laterali mobili.

Il profilo dell'otturatore è stato studiato in modo tale che i filetti fluidi nel passaggio attraverso la sezione strozzata subiscano una deviazione minima e che l'energia cinetica che essi acquistano si trasformi in energia di pressione nell'allargamento di sezione a valle, con perdite di carico trascurabili.

Altri vantaggi della valvola tipo *Venturi* sono quelli di non richiedere manutenzione, perché le parti interne non sono soggette a usura, e di poter essere installata in qualsiasi posizione, anche verticale, qualsiasi sia il senso del flusso che deve impedire.

6.7.2 Le valvole di fondo

La valvola di fondo è un particolare tipo di valvola di non ritorno che viene inserita nella posizione più bassa del tubo di aspirazione delle pompe, per evitarne lo svuotamento dopo l'arresto della pompa; viene sempre dotata di sugheruola, per impedire che sostanze solide di certe dimensioni possano essere aspirate, entrando nel corpo della pompa (figura 6.33).

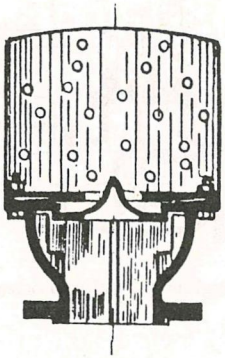


Fig. 6.33 Valvola di fondo con sugheruola.

6.7.3 Le valvole di efflusso a galleggiante

Queste valvole vengono installate subito a monte dei serbatoi, delle vasche di carico ecc., per interrompere l'afflusso liquido quando tali manufatti sono pieni, evitando così inutili sprechi d'acqua che si avrebbero con l'entrata in funzione degli sfioratori di superficie.

L'interruzione del flusso avviene mediante un galleggiante a corsa regolabile che, tramite una leva, comanda un pistone; la chiusura è sempre graduale, in modo da evitare fenomeni di colpo d'ariete, così pure l'apertura, che ha inizio quando il livello liquido nel recipiente di arrivo si è abbassato fino a una quota prefissata.

In alcune valvole l'ingresso del liquido avviene dalla flangia laterale e l'uscita da quella inferiore (figura 6.34). In altre l'ingresso e l'uscita hanno la direzione orizzontale (figura 6.35) e in altre ancora l'ingresso è orizzontale, mentre l'uscita può essere sia orizzontale che verticale; in queste ultime valvole occorrerà ovviamente tappare con una flangia cieca l'uscita che non viene utilizzata.

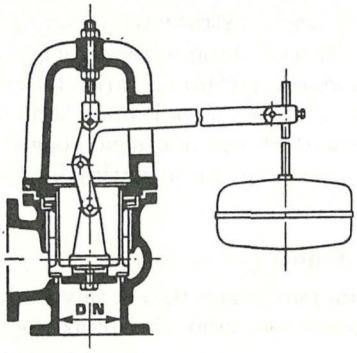


Fig. 6.34 Valvola a galleggiante con flusso in ingresso orizzontale e flusso in uscita verticale.

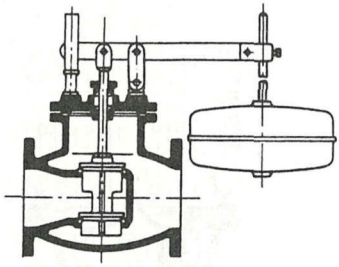


Fig. 6.35 Valvola a galleggiante con flusso orizzontale in ingresso e in uscita.

6.7.4 I filtri di presa

Sono detti anche "sugheruole" o "succhieruole" e sono costituiti da un tronco cilindrico cieco di lamiera metallica forata, munito di flange di attacco (figura 6.36).

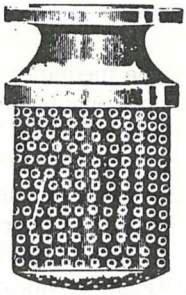


Fig. 6.36 Filtro di presa.

Come detto in precedenza, vengono installati subito a monte del punto di presa di una data tubazione, per evitare l'ingresso di sostanze grossolane; sono indispensabili per i tubi di aspirazione delle pompe, ma è conveniente inserirli anche all'inizio delle altre tubazioni di presa (da serbatoi, da vasche di carico, da opere di presa ecc.). A volte vengono installati anche in corrispondenza dello sbocco delle tubazioni in serbatoi o vasche, sia se tale sbocco è libero, sia se è sotto carico, al fine di frazionare il getto liquido e di dissipare parte della sua energia, in modo da evitare forti agitazioni nel recipiente.

6.7.5 Le valvole automatiche di interruzione del flusso

Sono delle valvole che si chiudono automaticamente, ma in un tempo sufficientemente lungo per evitare fenomeni di colpo d'ariete, quando la pressione a valle scende al di sotto di un prefissato valore per effetto di una rottura della tubazione, che dà luogo a forti perdite d'acqua.

Contemporaneamente alla chiusura della valvola si ha l'apertura di uno scarico laterale (scarico sincrono), per effetto dell'aumento della pressione di monte; una tubazione collegata a tale scarico convoglierà la portata in arrivo in un dato recapito. La chiusura automatica della valvola può essere comandata o da una molla o da un sistema di leve.

6.7.6 Le valvole limitatrici di portata

Sono delle valvole che servono a impedire che la portata a valle superi un determinato valore. Finché la portata defluente non raggiunge tale valore, la valvola dà luogo a una perdita di carico trascurabile; non appena il suddetto valore viene superato, anche di poco, la perdita di carico aumenta bruscamente, divenendo rapidamente di entità tale da impedire in pratica che la portata possa superare il valore stabilito di una quantità prefissata (sono in genere consentiti aumenti di portata di poche unità percentuali).

6.7.7 Altri tipi di valvole; le valvole plurifunzione

Oltre a quelli descritti, esistono molti altri tipi di valvole, che possono assolvere sia alle funzioni in precedenza citate che ad altre funzioni; la regolazione di tali valvole può essere fatta anche automaticamente mediante circuiti oleodinamici di controllo o servomeccanismi.

Le valvole multiuso o plurifunzione consentono di effettuare vari tipi di regolazione: riduzione della pressione, regolazione della pressione a valle o a monte, regolazione o limitazione della portata, controllo dei livelli in un serbatoio ecc. Ne esistono in commercio vari tipi, che offrono la possibilità di un'ampia scelta, a seconda di ciò che si vuole ottenere.

6.8 I misuratori di portata

La conoscenza della portata è necessaria per ogni tronco di tubazione in cui questa assume un valore diverso. In presenza di un nodo che collega n tratti di tubazione è sufficiente la misura della portata in $(n-1)$ tratti, essendo possibile ricavare il valore nel tratto ennesimo mediante l'equazione di continuità: tuttavia, anche in questi casi, è preferibile installare dei misuratori di portata in tutti i tratti, in

modo da poter avere un riscontro sull'esattezza delle misure dei vari apparecchi.

È opportuno installare gli strumenti in luoghi chiusi, in cui risulta più facile la lettura: nelle camere di manovra dei serbatoi, subito a valle delle opere di presa e delle stazioni di sollevamento, subito a monte e a valle delle vasche di carico ecc.

I misuratori di portata più comunemente usati nelle tubazioni d'acquedotto sono quelli a pressione differenziale e quelli a induzione elettromagnetica; di impiego estremamente raro sono invece i misuratori a ultrasuoni e quelli che utilizzano anemometri a film caldo, tubi di Pitot e altri strumenti di misura della velocità.

I misuratori di portata possono essere a semplice lettura istantanea o essere dotati di apparecchiature di registrazione, che sono sempre consigliabili per acquedotti di una certa importanza, per poterne seguire il funzionamento e consentirne una corretta gestione.

6.9 I misuratori a pressione differenziale

Il funzionamento di questi misuratori si basa sull'applicazione del teorema di Bernoulli tra una sezione di monte, che ha il diametro della tubazione dell'acquedotto, e una sezione di valle contratta; dalla misura della diminuzione del carico piezometrico tra tali sezioni si risale alla portata in condotta.

La contrazione della corrente liquida è ottenuta mediante venturimetri, boccagli o diaframmi, i quali vengono realizzati secondo le NORME UNI, che sono in armonia con la NORMA ISO 5167 e con le normative di molti altri paesi.

6.9.1 I venturimetri

Esistono due tipi di venturimetri unificati: il venturimetro classico e il venturimetro-boccaglio: entrambi possono essere lunghi o corti, normali o troncati.

I venturimetri classici sono notoriamente costituiti da un tratto troncoconico convergente, che consente il passaggio dal diametro D della tubazione a un diametro d molto minore che si mantiene per un breve tratto dello *gola*, al quale fa seguito un tratto troncoconico divergente, al termine del quale il diametro ritorna al suo originario valore D. Nei venturimetri unificati il tratto convergente ha un angolo al centro di 21° e quello divergente un angolo compreso tra 7 e 15°; nei venturimetri troncati il tratto divergente viene arrestato al 65% della sua lunghezza, senza che si abbiano perdite di carico sensibili (figura 6.37).

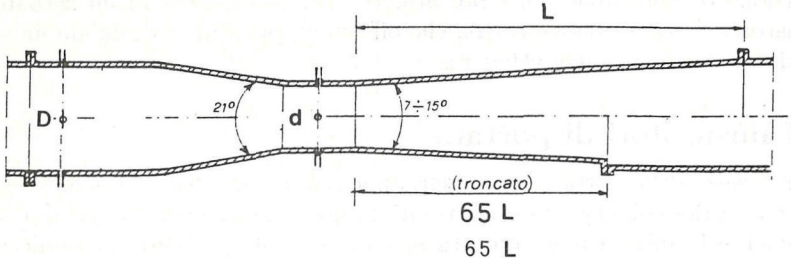


Fig. 6.37 Venturimetro unificato e venturimetro troncato.

La portata viene dedotta dalla misura della diminuzione di carico piezometrico tra la sezione subito a monte del tratto convergente di diametro D e la sezione del tratto ristretto di diametro d, diminuzione dovuta alla maggiore energia cinetica acquistata dalla corrente a seguito della riduzione di sezione del tubo (figura 6.37). In genere, la differenza Δh di carico piezometrico si misura mediante un manometro differenziale a liquido di peso specifico γ_m e risulta uguale all'incremento di altezza cinetica nel passaggio dalla sezione A di diametro D alla sezione B di diametro d

$$\Delta h = \Delta \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma} = \alpha \frac{V_B^2 - V_A^2}{2g} \tag{6.3}$$

dove Δ è il dislivello tra i due menischi del manometro, γ il peso specifico del fluido defluente nella tubazione e α il coefficiente correttivo delle forze vive, sempre molto prossimo a 1. Avendo presente che per l'equazione di continuità risulta $V_A/V_B = d^2/D^2 = m$ (rapporto di strozzamento del venturimetro), ricavata V_B dalla (6.3), e assunto pari a 1 il coefficiente α la portata Q risulta:

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} K \sqrt{2g\,\Delta h} \tag{6.4}$$

con

$$K = \frac{1}{\sqrt{1 - m^2}} \tag{6.5}$$

Nei venturimetri classici, poiché la dissipazione di energia per attrito è estremamente piccola, il coefficiente K da introdurre nella (6.4) assume un valore compreso tra il 98,5 e il 99,5% di quello fornito dalla (6.5).

Il venturimetro-boccaglio unificato è costituito a monte da un boccaglio corto ISA 1932 a piccolo rapporto di apertura, al quale fanno seguito un breve tratto cilindrico e un tratto divergente avente un angolo al centro massimo di 30°, che, come nel venturimetro classico, può essere troncato al 65% della sua lunghezza (venturimetro-boccaglio troncato, figura 6.38).

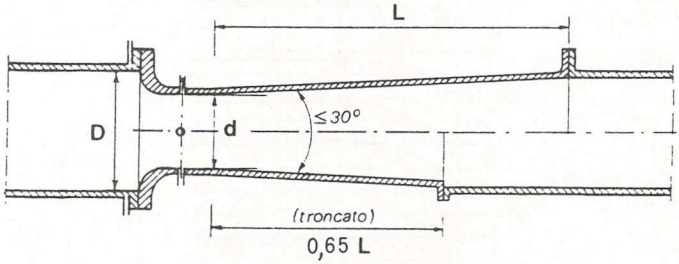


Fig. 6.38 Venturimetro-boccaglio.

Per i venturimetri-boccagli unificati, il valore del coefficiente K è direttamente fornito in funzione del rapporto di strozzatura m, purché il Numero di Reynolds Re della corrente superi un determinato valore limite, che dipende da m stesso.

Nella tabella 6.1 sono riportati, in funzione di m, i valori del coefficiente K e del valore limite di Re.

Tab. 6.1 Valori del coefficiente d'efflusso K e valori limite di Re in funzione del rapporto di strozzatura m per i venturimetri-boccagli unificati

Rapporto di strozzatura m	Coefficiente d'efflusso K	Valore limite di Re Re
0,05	0,986	70 000
0,10	0,989	73 000
0,15	0,994	
0,20	1,001	91 000
0,25	1,010	
0,30	1,020	130 000
0,35	1,032	
0,40	1,048	170 000
0,45	1,067	
0,50	1,092	190 000
0,55	1,121	
0,60	1,155	200 000

Per Numeri di Reynolds inferiori al valore limite, il coefficiente K risulta funzione di Re e di m e il suo valore lo si deduce dalla figura 6.39.

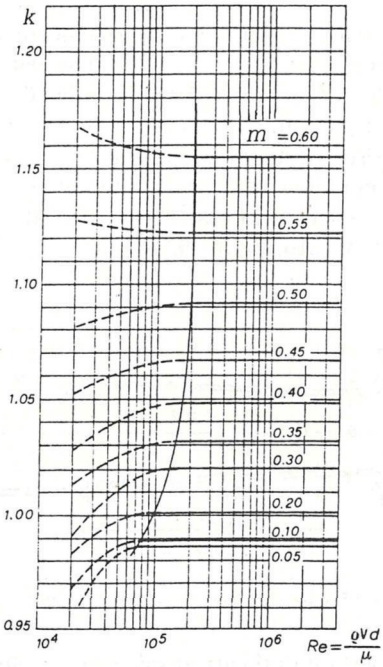


Fig. 6.39 Coefficiente d'efflusso K di un venturimetro-boccaglio, in funzione del Numero di Reynolds Re e del rapporto di strozzatura m.

Per venturimetri non unificati e per grandi diametri della tubazione, la costante K va ricavata in base a un'apposita taratura dello strumento.

A seconda della lunghezza del tratto divergente, i venturimetri e i venturimetri-boccagli si distinguono in lunghi e corti. In quelli lunghi l'angolo di divergenza è $\varphi \leq 7°$ e si ha una graduale trasformazione dell'energia cinetica nel tratto ristretto in energia di pressione al termine del divergente, per cui lo strumento dà luogo a una perdita di carico molto limitata tra l'entrata e l'uscita $(0{,}10-0{,}20\ (V_B^2 - V_A^2)/2\,g)$. Nei venturimetri corti, che hanno un angolo di divergenza maggiore di 7°, si ha invece un recupero piezometrico minore e quindi maggiori perdite di carico; la stessa cosa accade per i venturimetri e i venturimetri-boccagli troncati. Per questi ultimi si hanno perdite di carico ancora maggiori per la mancanza del tratto troncoconico convergente di monte.

La differenza di carico piezometrico Δh, qualsiasi sia lo strumento di misura adoperato, viene in genere tradotta in un segnale elettrico che, tenendo conto delle altre grandezze che figurano nella (6.4), fornisce direttamente il valore della portata. L'errore di misura che si commette con i venturimetri normalizzati risulta generalmente compreso tra l'1 e il 2%.

6.9.2 I diaframmi e i boccagli

I diaframmi sono strumenti di misura costituiti da una brusca strozzatura dell'area di passaggio del liquido; il bordo della luce della strozzatura è a spigolo vivo, per cui si avrà a valle una sezione contratta di area minore di quella della luce stessa (figura 6.40). Il boccaglio, invece, ha un profilo che guida la vena fino alla sezione contratta, che coincide con quella terminale dello strumento (figura 6.41).

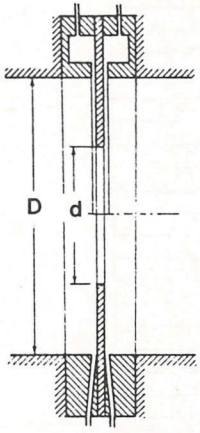


Fig. 6.40 Diaframma unificato.

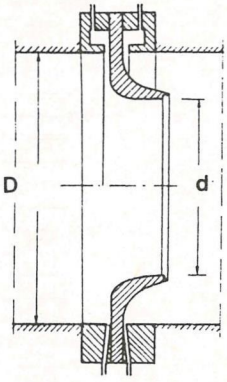


Fig. 6.41 Boccaglio unificato.

Anche con questi strumenti di misura si ha una diminuzione Δh di carico piezometrico tra una sezione a monte del misuratore e la sezione contratta, dovuta all'aumento dell'energia cinetica della corrente; in questo caso, sul valore di Δh

gioca un ruolo non trascurabile anche la perdita di energia che si verifica nel passaggio tra la sezione a monte e quella contratta, per cui tali strumenti hanno bisogno di apposita taratura. La portata viene espressa mediante una formula identica alla (6.4):

$$Q = K \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2 g \Delta h} \tag{6.6}$$

dove d è il diametro della sezione del diaframma (e non della sezione contratta che si trova a valle) o del boccaglio e il coefficiente K (detto coefficiente d'efflusso) è anche in questo caso funzione del rapporto di strozzamento $m = d^2/D^2$ e del Numero di Reynolds della corrente nella tubazione.

Anche i diaframmi e i boccagli sono normalizzati ed è quindi prevista la posizione delle due prese tra le quali viene misurata la differenza di carico Δh: la presa di valle in alcuni tipi di diaframmi è posta subito a valle del diaframma stesso e non in corrispondenza della sezione contratta (le prese possono essere sia individuali che con camera anulare); in altri diaframmi normalizzati le prese di monte e di valle sono poste sulle flange dello strumento; in altri ancora la presa di monte è posta a distanza D dal diaframma e quella di valle in corrispondenza della sezione contratta, la cui posizione dipende dal rapporto d/D.

Nella figura 6.42 è rappresentato l'andamento del coefficiente di efflusso K della (6.6), in funzione di Re e del coefficiente di contrazione m per il diaframma unificato di figura 6.40, con prese subito a monte e a valle del diaframma stesso.

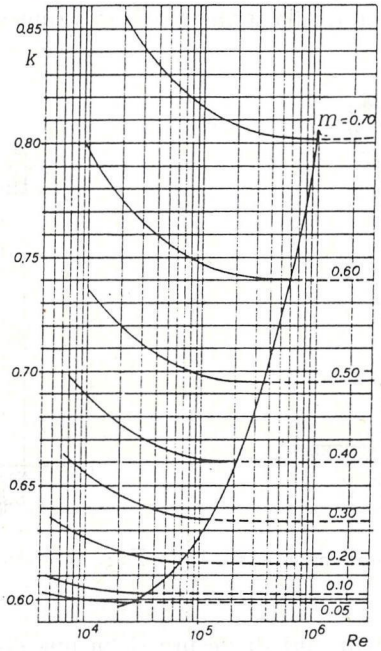


Fig. 6.42 Coefficiente d'efflusso K di un diaframma unificato, in funzione del Numero di Reynolds Re e del rapporto di strozzatura m.

Anche per i boccagli esistono diversi tipi normalizzati: oltre a quello della figura 6.41, detto boccaglio corto ISA 1932, con piccolo rapporto di apertura (con la posizione delle prese indicate nella stessa figura), ci sono il boccaglio corto a grande rapporto di apertura e i boccagli a grande raggio, sia con piccolo che con grande rapporto di apertura.

Nella figura 6.43 è rappresentato il coefficiente di efflusso m della (6.6) per il boccaglio normalizzato della figura 6.41, che è quello più usato. L'errore di misura che si commette con i diaframmi normalizzati è in genere inferiore all'1%, mentre con i boccagli l'errore è un po' maggiore, ma comunque sempre al di sotto del 2%.

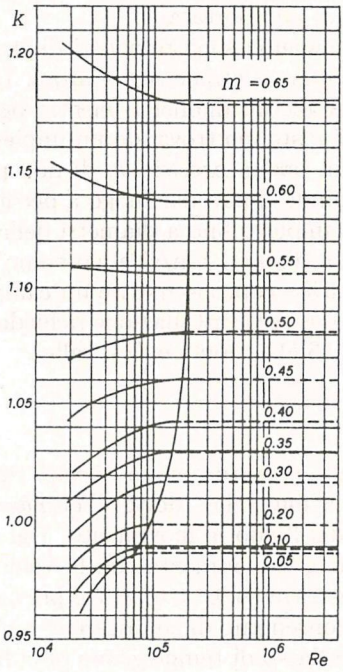


Fig. 6.43 Coefficiente d'efflusso K di un boccaglio unificato, in funzione del Numero di Reynolds Re e del rapporto di strozzatura m.

È da osservare che mentre nei venturimetri il Δh rappresenta una perdita di carico piezometrico che viene in gran parte recuperata nel tratto divergente dello strumento, nei boccagli e nei diaframmi, che non accompagnano la vena a valle, ciò non accade, per cui si ha una vera e propria perdita di carico. I boccagli però, guidando la vena fluida fino alla sezione contratta, danno luogo a perdite di carico inferiori rispetto ai diaframmi, come si deduce facilmente dal fatto che, a parità di m e di Re, il coefficiente K della (6.6) è maggiore per i boccagli che per i diaframmi (figure 6.42 e 6.43).

Anche nei boccagli e nei diaframmi la perdita di carico piezometrico Δh misurata può essere trasformata in un segnale elettrico, che consente la lettura diretta

della portata e la sua eventuale registrazione.

6.10 I misuratori di portata elettromagnetici

Il funzionamento di questi misuratori si basa sulla legge dell'induzione magnetica di Faraday, secondo la quale agli estremi di un conduttore in movimento immerso in un campo magnetico si genera una forza elettromotrice proporzionale alla velocità del conduttore stesso.

I misuratori sono costituiti da un avvolgimento elettrico che viene inserito intorno a un breve tronco di tubazione, mentre il liquido defluente costituisce il conduttore in movimento; dalla misura della forza elettromotrice si risale alla velocità del liquido e quindi alla portata.

I misuratori elettromagnetici sono provvisti di strumento digitale per la lettura diretta della portata e di eventuale registratore. Un tempo questi misuratori venivano costruiti solo per piccoli diametri, mentre oggi vengono prodotti anche per diametri molto grandi e stanno trovando un impiego sempre più diffuso, presentando i vantaggi di una buona precisione, di non perturbare minimamente il movimento del fluido e quindi di non dar luogo a perdite di carico.

Attualmente trovano impiego fino a diametri della tubazione anche di 3,0 m e per velocità molto elevate (fino a 10 m/s) e hanno un'elevata precisione (l'errore è in genere intorno allo 0,5%); coprono inoltre un campo di variazione di portata piuttosto ampio (da 1 a 10) e per l'installazione richiedono tratti rettilinei a monte e a valle abbastanza corti ($3\,D$ a monte e D a valle).

6.11 I contatori

Gli apparecchi di misura a contatore sono di vari tipi, fra i quali uno dei più semplici e usati è quello a mulinello (detto *Woltmann*), munito di un'elica che viene messa in rotazione dal fluido in movimento. Dal numero di giri dell'elica in un dato intervallo di tempo, che aumenta con la velocità del liquido, si risale al volume d'acqua defluito attraverso lo strumento, previa apposita taratura.

Tali apparecchi non consentono di conoscere la portata istantanea, ma solo il volume defluito in un dato lasso di tempo: sono quindi degli strumenti totalizzatori, integratori di portata.

Normalmente vengono adoperati per la misura dei volumi d'acqua forniti alle utenze; tuttavia, nei piccoli acquedotti, a volte si adoperano anche per misurare i volumi d'acqua progressivamente giunti a un dato serbatoio o, in generale, defluiti in una data tubazione.

6.12 Altri strumenti di misura

Altre grandezze che spesso vengono misurate negli acquedotti sono la pressione in determinati punti della tubazione e il livello idrico nelle vasche a pelo libero.

La pressione viene di norma sempre misurata negli impianti di sollevamento subito a monte e a valle delle pompe, sia per poter effettuare le operazioni di collaudo che per conoscere la prevalenza dell'impianto durante l'esercizio.

Altre misure vengono effettuate a volte in vari punti lungo il percorso delle

tubazioni, al fine di verificare se il funzionamento dell'acquedotto sia conforme o meno alle previsioni di progetto.

La pressione nelle tubazioni d'acquedotto viene misurata mediante i manometri. I più semplici, anche se non dotati di elevata precisione, sono quelli metallici tipo Bourdon, che utilizzano per la misura lo spostamento dell'estremità libera di un apposito tubo metallico, che viene trasmesso, opportunamente amplificato, all'indice di lettura.

I manometri a membrana utilizzano per la misura la deformazione di una membrana metallica che viene trasmessa, amplificata, all'indice mobile di lettura.

Altri misuratori di pressione sono i trasduttori di pressione, che trasformano in una grandezza elettrica la deformazione di un organo sensibile; il segnale elettrico viene opportunamente elaborato, permettendo così la lettura diretta del valore della pressione su uno strumento digitale. Questi strumenti possono essere collegati anche ad apparecchi registratori, permettendo così di conoscere l'andamento della pressione nel tempo e possono essere anche utilizzati per seguire i fenomeni transitori, grazie al loro adattamento a rilevare pressioni rapidamente variabili.

Altri strumenti di misura adoperati negli acquedotti sono gli indicatori di livello, che permettono di conoscere dall'esterno il livello liquido all'interno di serbatoi, vasche di aspirazione delle pompe, vasche di carico ecc. I più semplici sono del tipo a galleggiante, la cui posizione viene segnalata in una scala graduata posta all'esterno del recipiente, mediante un apposito meccanismo; altri tipi sono costituiti da un semplice tubo di vetro, collegato al recipiente di cui si vuole conoscere il livello mediante un raccordo metallico munito di saracinesca. A volte il livello viene rilevato anche mediante un manometro di precisione collegato al fondo del recipiente o a una delle pareti nei pressi del fondo. Anche le indicazioni dei livelli possono essere registrate o segnalate a distanza.

6.13 I giunti di dilatazione e di smontaggio

I giunti di dilatazione servono a permettere gli allungamenti e gli accorciamenti delle tubazioni che si hanno per effetto delle variazioni termiche, allo scopo di impedire che sorgano degli sforzi che potrebbero risultare molto pericolosi.

È assai importante prevederli nei tratti in cui le tubazioni corrono a cielo aperto, mentre per le tubazioni interrate non sono necessari, in quanto le variazioni termiche sono di modesta entità. I giunti di dilatazione non sono altresì necessari quando le giunzioni tra i vari tronchi di tubazione sono di tipo elastico e vengono quindi consentite le dilatazioni di ciascun tronco.

Alcuni tipi di giunti di dilatazione sono rappresentati nelle figure 6.44 e 6.45: nel primo la tenuta è garantita da un premistoppa, nel secondo da un elemento elastico. Un particolare tipo di giunto di dilatazione, detto anche "compensatore di dilatazione", è costituito da una serie di elementi elastici metallici corrugati, che possono venire compressi o tesi, permettendo così le dilatazioni positive e negative della tubazione (figura 6.46). Le perdite di carico dovute alle corrugazioni interne del tubo sono in genere molto piccole; comunque, possono essere ancora ridotte inserendo all'interno del giunto un tubo metallico che viene saldato da un solo lato.

Il movimento che un giunto di dilatazione deve permettere si valuta in base

alla massima escursione termica fissata in progetto. La posizione del giunto deve quindi essere stabilita in base alla temperatura al momento dell'installazione; rispetto a tale posizione deve essere consentita la dilatazione che si avrà con la temperatura massima stabilita e la contrazione corrispondente alla temperatura minima.

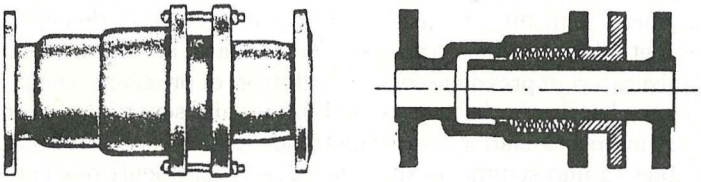


Fig. 6.44 Giunto di dilatazione a premistoppa.

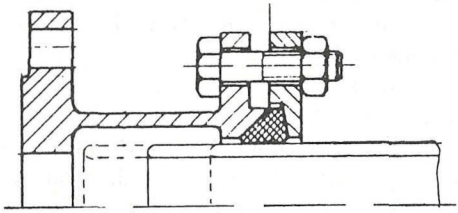


Fig. 6.45 Giunto di dilatazione con elemento elastico per la tenuta.

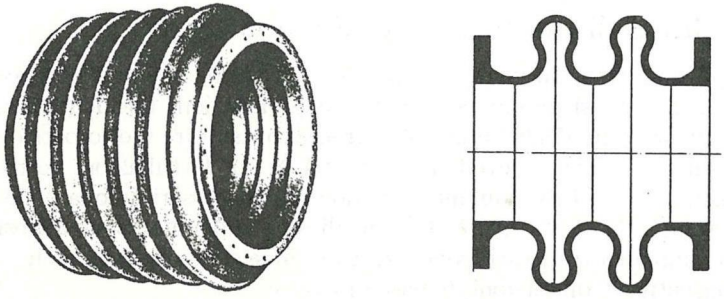


Fig. 6.46 Compensatore di dilatazione.

I giunti di smontaggio vengono installati a fianco delle varie apparecchiature (saracinesche, valvole ecc.), al fine di renderne possibile la rimozione in caso di guasti senza dover interrompere l'esercizio; consentono inoltre di poter accedere facilmente all'interno delle apparecchiature stesse per la manutenzione, senza doverle smontare dalla tubazione.

In fase di posa in opera delle tubazioni, si inseriscono dei giunti di smontaggio con lo scopo di facilitare l'installazione delle apparecchiature speciali, quando

queste risultano disponibili solo in tempi successivi. I giunti di smontaggio sono molto simili ai giunti di dilatazione, anzi, a volte, essi stessi permettono la dilatazione dei due tronchi contigui di tubazione. Nelle figure 6.47 e 6.48 è rappresentato un giunto di smontaggio che può fungere anche da giunto di dilatazione.

I giunti antisismici vengono inseriti nelle condotte adduttrici di grande diametro, in particolari punti del percorso. Sono prodotti, in genere dietro specifica richiesta, da ditte specializzate e dal punto di vista costruttivo sono simili ai giunti di smontaggio.

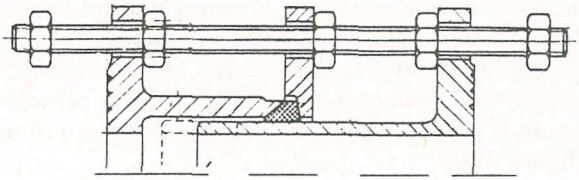


Fig. 6.47 Giunto di smontaggio (tipo a).

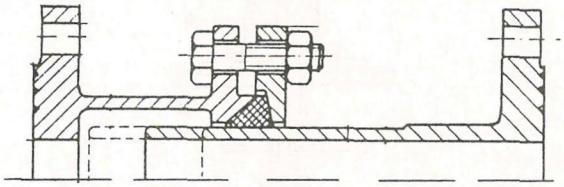
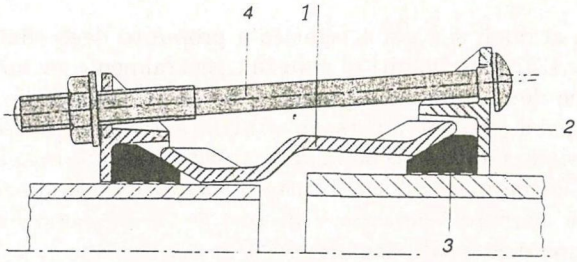


Fig. 6.48 Giunto di smontaggio (tipo b).

6.14 I giunti a flange universali

I giunti universali consentono di unire con facilità due tronchi di tubazione di diverso materiale e di diverso diametro e spessore. Sono costituiti essenzialmente da un corpo di ghisa o di acciaio, avente opportuna sagoma, da due ghiere di serraggio, dotate di fori per l'inserimento dei bulloni di serraggio e da due guarnizioni in gomma per la tenuta; nella figura 6.49 è rappresentato un tipo di giunto universale.



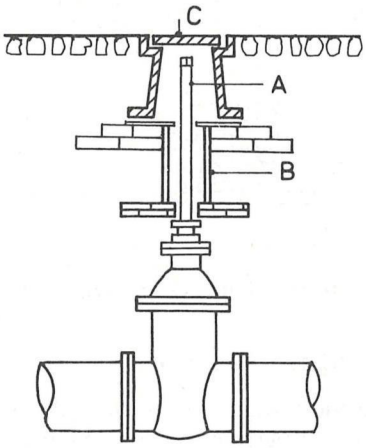
1—Corpo; 2—ghiera di serraggio; 3—guarnizioni; 4—bulloni e dadi; 5—corpo(della flangia universale); 6—tiranti.

Fig. 6.49 Giunto a flange universali.

6.15 I pozzetti

Tutte le apparecchiature e gli strumenti in precedenza descritti, previsti lungo le reti di adduzione esterna (scatole di prova, sfiati, valvole riduttrici o regolatrici dei carichi, saracinesche, valvole a farfalla o d'altro tipo, misuratori di portata) quando non vengono installati all'interno di determinati locali, come per esempio le camere di manovra dei serbatoi, i locali delle opere di presa, degli impianti di sollevamento ecc., devono essere collocati all'interno di appositi manufatti in calcestruzzo o in muratura, che in genere sono completamente interrati e vengono detti "pozzetti".

Nelle reti di distribuzione urbana le apparecchiature di regolazione e di intercettazione possono essere collocate, oltre che in appositi pozzetti, direttamente sul sottosuolo, dotandole di un'asta di manovra, che viene inserita all'interno di un tubo di protezione e termina poco al di sotto del piano stradale; l'asta è accessibile da un apposito chiusino di ghisa o d'acciaio, provvisto di un coperchio e di un chiavistello (figura 6.50).



A—Asta di manovra; B— tubo di protezione; C—chiusino.

Fig. 6.50 Saracinesca installata sul sottosuolo, accessibile da un apposito chiusino stradale.

I pozzetti, ai quali si è già accennato a proposito degli sfiati e degli scarichi (figure 6.12 e 6.13), sono muniti di chiusini, generalmente metallici, per l'accesso dall'esterno, che devono essere provvisti di adeguati sistemi di chiusura, per impedire l'ingresso nel pozzetto a persone estranee al servizio. Le dimensioni interne dei pozzetti variano molto a seconda delle apparecchiature installate; esse devono consentire di effettuare agevolmente tutte le manovre degli apparecchi che si rendono necessarie durante l'esercizio e di eseguire le operazioni di manutenzione ordinaria, di riparazione, di smontaggio e di sostituzione delle apparecchiature stesse.

Quando il piano di posa delle tubazioni è molto basso e i pozzetti hanno quindi elevata profondità, la loro soletta di copertura può essere realizzata anche

notevolmente al di sotto del piano di campagna; in questo caso il pozzetto sarà dotato di un collo d'accesso di dimensioni tali da permettere non solo il passaggio dell'uomo, ma anche di apparecchiature spesso ingombranti e molto pesanti.

I pozzetti di acquedotti di una certa importanza, che non si trovano all'interno dei centri abitati, vengono a volte realizzati parzialmente fuori terra, per rendere più agevole l'accesso dall'esterno.

In corrispondenza dei pezzi speciali e delle apparecchiature inserite nei pozzetti nascono delle spinte spesso notevoli, per effetto delle variazioni della pressione, della velocità, della portata o della direzione del moto, per cui si rendono necessarie delle apposite murature di contrasto (blocchi di ancoraggio) che si oppongono efficacemente a tali sollecitazioni; di esse si parlerà nel capitolo 9.

6.16 Le derivazioni e i partitori in pressione e a pelo libero

Quando un acquedotto serve più centri abitati, ci sono dei nodi in cui la tubazione in arrivo si suddivide in due o più tronchi (biforcazioni).

I calcoli idraulici relativi alla situazione estrema di funzionamento, che si ha con le massime portate defluenti a tubi usati, assicurano che la portata in arrivo al nodo si ripartisca nei tronchi in partenza secondo le aliquote stabilite. Tuttavia, a causa di inevitabili errori, sia pure limitati, di valutazione delle scabrezze dei tubi, l'esatta ripartizione delle portate prevista in progetto si verifica difficilmente per la situazione estrema di funzionamento e non si verifica praticamente mai per la generica condizione di esercizio. Inoltre, esiste sempre l'esigenza di regolare le portate durante l'esercizio, a causa delle variazioni della richiesta idrica dei centri abitati nel corso dell'anno.

Per tutti questi motivi, in corrispondenza delle biforcazioni è sempre opportuno prevedere organi di regolazione delle portate e dispositivi che evitino la propagazione a monte delle conseguenti oscillazioni di carico.

6.16.1 I partitori in pressione

Quando la portata derivata è del tutto trascurabile rispetto a quella dell'adduttrice principale, la derivazione può anche essere effettuata in pressione; in questo caso basta prevedere un pozzetto nel nodo di ripartizione, con una valvola o una saracinesca di regolazione sulla derivazione, che consenta di variare la portata derivata, con oscillazioni di carico trascurabili sull'adduttrice principale (figura 6.51).

Qualora non si voglia precludere la possibilità di derivare durante l'esercizio una portata maggiore di quella massima prevista in progetto, la quale si ha con la valvola della derivazione completamente aperta, è opportuno prevedere un dispositivo di regolazione anche sulla condotta principale a valle del nodo, che, parzialmente strozzato, fa aumentare il carico nel nodo B e quindi la portata nella tubazione in derivazione (figura 6.52). Per un controllo delle portate, possono essere installati apparecchi di misura sulla diramazione e su uno o entrambi i tronchi dell'adduttrice principale.

Nel pozzetto possono essere inserite anche altre apparecchiature, come valvole riduttrici o regolatrici di pressione, organi di scarico ecc.

Un caso particolare è quello in cui sulla condotta in derivazione sono allacciate direttamente le utenze, per cui la richiesta idrica e quindi la portata della dira-

mazione può presentare notevoli variazioni. In questo caso è opportuno prevedere un tipo di partitore diverso, che verrà descritto dopo aver trattato i partitori a pelo libero.

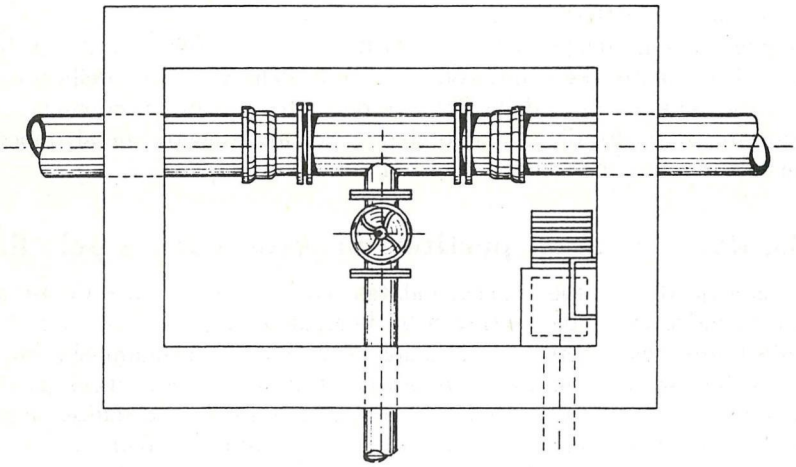
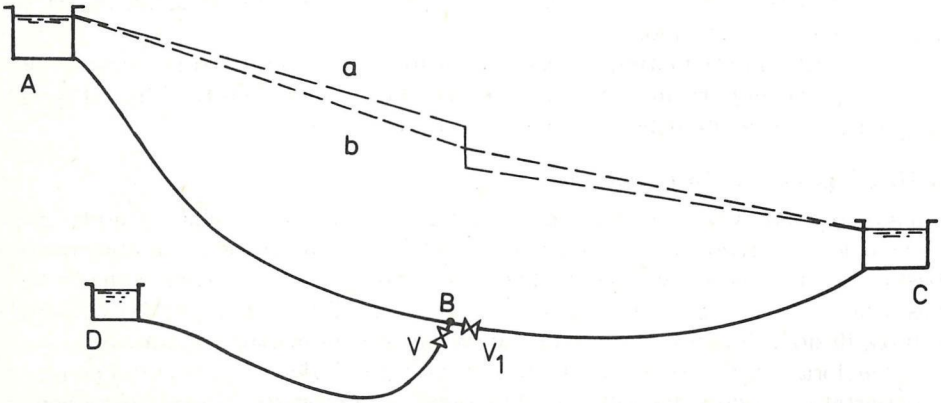


Fig. 6.51 Derivazione in pressione con valvola di regolazione.



piezometrica lungo la condotta principale: a— con la valvola V_1 completamente aperta; b—con la valvola V_1 parzialmente strozzata.

Fig. 6.52 Derivazione in pressione con valvola di regolazione sia sulla condotta principale che su quella di derivazione.

6.16.2 I partitori a pelo libero

In presenza di portate derivate notevoli, quindi di nodi con portate in partenza non molto diverse fra loro, la derivazione in pressione del tipo descritto è ancora realizzabile, ma la regolazione delle portate in partenza genera oscillazioni di carico

a monte non più trascurabili, per cui, se esistono le condizioni per poterlo costruire, è preferibile un partitore a pelo libero, che, tra l'altro, è anche di funzionamento più sicuro.

Tali condizioni consistono sostanzialmente nella possibilità di realizzare un tracciato delle tubazioni tale che nel nodo di ripartizione si abbia una quota piezometrica più alta solo di qualche metro rispetto al terreno. Si può allora eseguire una sconnessione idraulica, che rende completamente indipendente il funzionamento della tubazione in arrivo da quanto accade a valle e che è costituita da una vasca a pelo libero alimentata dalla tubazione in arrivo preferibilmente dall'alto con sbocco libero, in modo che le oscillazioni di livello nella vasca non determinino variazioni di carico a monte.

La portata viene suddivisa tra i tronchi in partenza secondo le aliquote stabilite, realizzando nella vasca di arrivo degli stramazzi di dimensioni diverse, ma con soglie alla stessa quota (o con lo spigolo alla stessa quota, nel caso degli stramazzi triangolari), stramazzi che alimentano le rispettive vasche di presa delle tubazioni in partenza. Se gli stramazzi sono realizzati e posizionati in modo idoneo, avranno lo stesso coefficiente di efflusso e basterà assegnare ad essi delle sezioni trasversali che stiano tra loro nelle proporzioni secondo le quali si vuole suddividere la portata in arrivo; tali stramazzi possono essere utilizzati anche per la misura delle portate.

Le vasche devono essere munite di sfioratori di superficie, di scarichi di fondo e di tutti gli accessori di cui vengono dotati i serbatoi urbani, che saranno trattati nel capitolo 12, al quale si rimanda.

I partitori a pelo libero, che hanno sostanzialmente le stesse caratteristiche di quelli descritti nel paragrafo 3.3.3, che vengono realizzati quando occorre suddividere in più parti la portata dell'opera di presa, sono costituiti da veri e propri edifici, possibilmente seminterrati, in cui, oltre alle vasche, è sempre presente una camera di manovra nella quale vengono installate tutte le apparecchiature necessarie sulle tubazioni in arrivo e in partenza (valvole o saracinesche di regolazione, indicatori di livello delle vasche, misuratori di portata ecc.). Occorrerà prevedere anche il recapito delle acque provenienti dagli scarichi di fondo e dagli sfioratori di superficie. Nella figura 6.53 è rappresentato un tipo di partitore a pelo libero per due derivazioni.

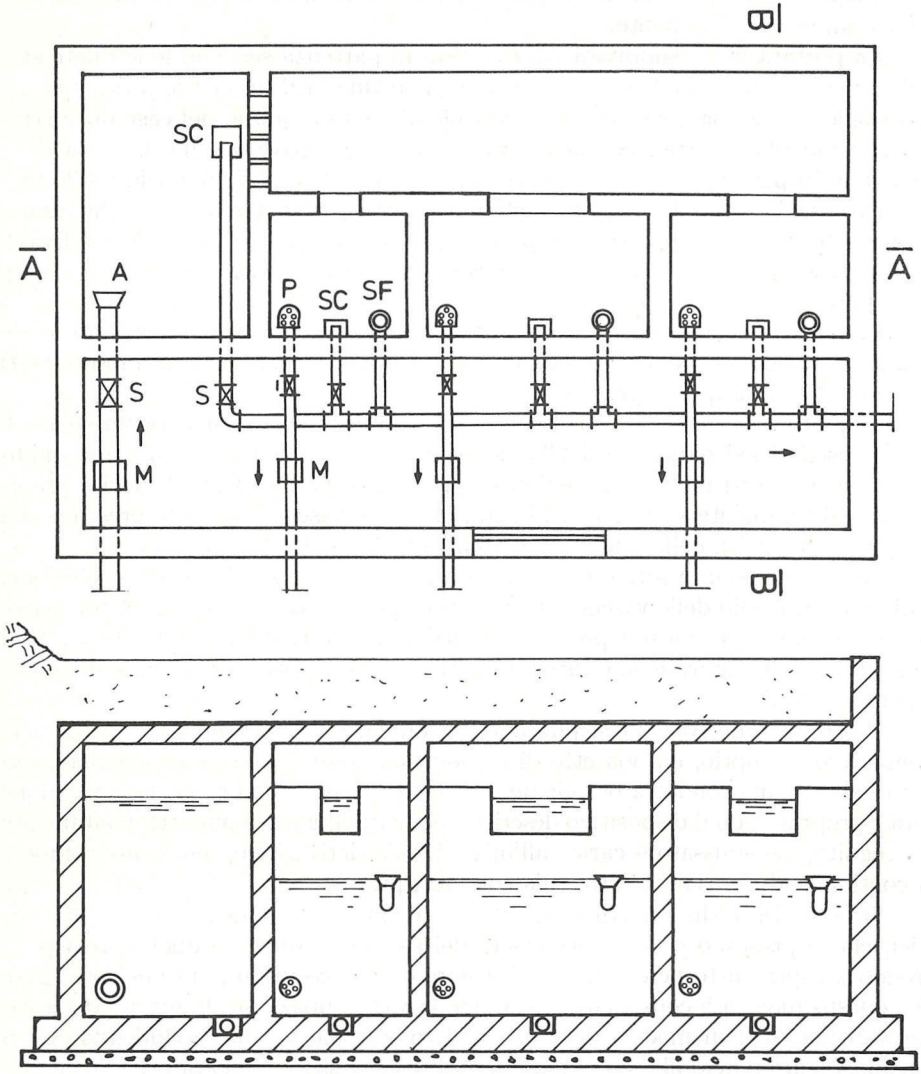
Per piccole derivazioni si può anche realizzare, anziché un partitore a pelo libero vero e proprio, un pozzetto di sconnessione posto subito a valle della presa in pressione dalla condotta principale, pozzetto dal quale ha origine la derivazione vera e propria. Con il dispositivo descritto, che sarà illustrato più dettagliatamente nel seguito, viene fissato il carico all'origine della derivazione, senza interrompere la continuità di funzionamento della condotta principale.

Si fa presente che i partitori a pelo libero sono dei dispositivi non molto elastici, che si prestano poco a regolazioni del sistema diverse da quelle previste in progetto, soprattutto perché fissano il valore del carico in un punto del tracciato. Per questo motivo è consigliabile disporre le varie tubazioni all'interno della camera di manovra in modo tale da poter bypassare le vasche, escludendo così il funzionamento a pelo libero del partitore; tale disposizione risulta utile anche per l'eventuale esclusione di qualcuna delle vasche, per esigenze di manutenzione.

Nei partitori a pelo libero occorre prevedere una sufficiente aerazione delle

vasche, per consentire un rapido rientro dell'aria nelle fasi di vuotamento e una rapida evacuazione in quelle di riempimento; devono inoltre essere prese tutte le precauzioni di carattere igienico necessarie in presenza di superfici libere.

Esistono dei partitori a pelo libero, del tipo rappresentato nella figura 6.54, che sono meno costosi e presentano un funzionamento più elastico rispetto a quelli descritti in precedenza. La ripartizione della portata in arrivo viene effettuata installando, nei tratti derivati, valvole di regolazione dei carichi, azionando le quali si hanno in detti tratti forti variazioni di portata con modeste variazioni di carico.



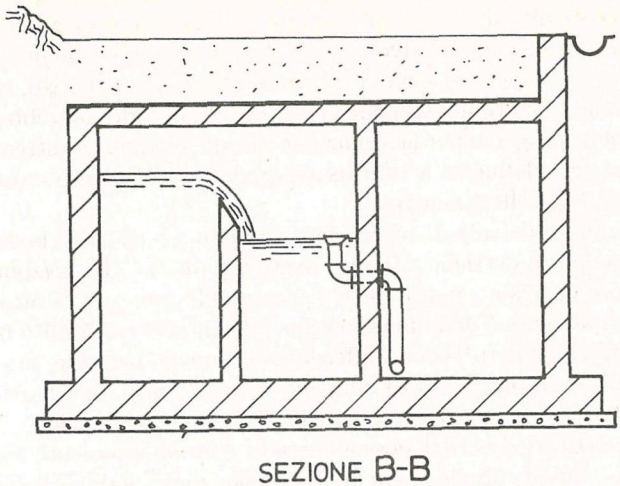


Fig. 6.53 Partitore a pelo libero per due derivazioni: pianta, sezione longitudinale e sezione trasversale.

Tali valvole vengono precedute da saracinesche di intercettazione, per poter interrompere completamente il deflusso in qualche tratto, e vengono seguite da strumenti di misura per il controllo delle portate derivate. Anche sulla tubazione in arrivo è opportuno installare una valvola di regolazione dei carichi, per avere minime oscillazioni di carico al variare delle portate.

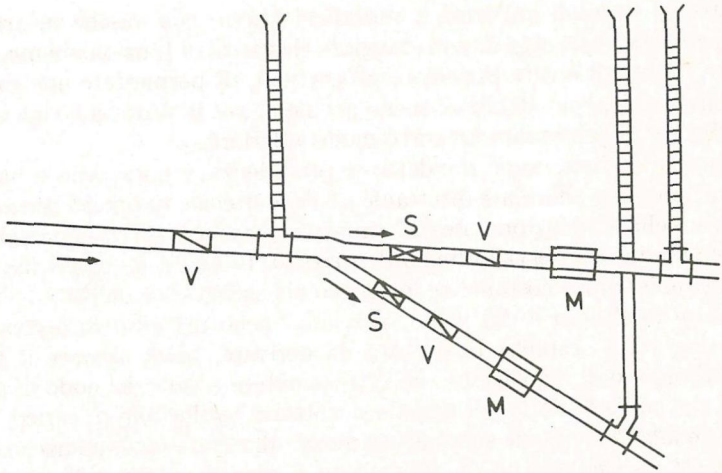


Fig. 6.54 Partitore a pelo libero senza vasche d'arrivo e di partenza.

Sulla tubazione in arrivo e su quella in partenza vengono poi realizzati degli sfiati liberi, costituiti da semplici piezometri, che servono anche per l'ingresso dell'aria dall'esterno. Con le valvole di regolazione completamente aperte, il livello liquido nei tre piezometri è praticamente lo stesso; in tal caso, a tubi usati, la ripartizione delle portate nei tronchi in partenza dal nodo dovrebbe essere proprio quella prevista in progetto per la situazione di funzionamento estremo che si ha con le portate massime defluenti a tubi usati, qualora risultassero esatte le previsioni fatte sulla rugosità delle tubazioni.

Manovrando le valvole di regolazione di alcune o di tutte le tubazioni si raggiungono quote piezometriche e quindi livelli liquidi nei vari piezometri diversi fra loro, ma sempre in misura molto lieve, consentendo non solo di ottenere sempre, a tubi usati, la ripartizione della massima portata in arrivo stabilita in progetto, anche se le scabrezze delle tubazioni differissero da quelle previste, ma anche di poter variare a piacimento, entro limiti sufficientemente ampi, la ripartizione, durante l'esercizio, della portata in arrivo fra i vari tronchi in partenza.

Anche i partitori descritti possono essere convenientemente realizzati solo in punti del profilo longitudinale in cui la quota piezometrica non è molto alta rispetto al terreno (10–12 m), in modo che non necessitino di piezometri molto alti.

Tutti gli organi di regolazione e le altre apparecchiature vengono installati all'interno di un apposito piccolo locale, che può essere un semplice pozzetto parzialmente o completamente interrato, mentre i piezometri vengono portati all'esterno fino a una data altezza sul suolo, inseriti all'interno di apposite strutture murarie, per la protezione igienica.

Il partitore descritto non differisce da quelli in pressione per quel che riguarda il sistema di ripartizione delle portate; presenta però il vantaggio che il carico nei vari punti è fissato da superfici libere, per cui, in conseguenza di errate manovre degli organi di regolazione, la pressione a monte non può superare un dato valore e inoltre i piezometri offrono un'enorme sicurezza di funzionamento, sia come sfiati che come tubi per la rientrata d'aria.

Rispetto ai normali partitori a superficie libera, con vasche in arrivo e in partenza, presenta i vantaggi di una maggiore elasticità di funzionamento, di poter compensare eventuali errate previsioni progettuali, di permettere una rapida variazione della regolazione, di creare meno problemi per la protezione igienica delle superfici libere e di presentare un costo molto inferiore.

Un caso particolare, come si è detto in precedenza, è quello che si ha quando sulla derivazione sono allacciate direttamente delle utenze, indipendentemente dall'importanza della derivazione stessa. Infatti, quando la derivazione sbocca in un serbatoio senza fare servizio lungo il percorso, la quota piezometrica alla sua estremità di valle risulta costante se lo sbocco nel serbatoio è dall'alto, o variabile molto poco se lo sbocco è dal basso, per cui, anche nel caso di derivazione in pressione, una volta stabilita la portata da derivare, basta trovare il grado di apertura dell'organo di regolazione che si trova subito a valle del nodo di partenza per evitare che sull'adduttrice principale si abbiano oscillazioni di carico.

Se invece alla derivazione sono direttamente allacciate delle utenze, a un dato grado di apertura dell'organo di derivazione a monte corrisponde una portata continuamente variabile al variare della richiesta idrica delle utenze, con il duplice inconveniente che non può essere fissato il volume d'acqua che deve essere

consegnato alle utenze della derivazione in un dato arco di tempo e che si hanno continue oscillazioni di carico a monte della derivazione. In questi casi è opportuno sconnettere il funzionamento della derivazione da quello dell'adduttrice principale, interponendo tra le due tubazioni un partitore a pelo libero o una vasca di carico.

Il sistema descritto funziona in modo identico a quello rappresentato nella figura 6.53, salvo la maggiore capacità della vasca rispetto al pozzetto di sconnessione.

In questo modo la portata derivata viene a dipendere solo da quanto accade a monte, mentre è completamente indipendente dalla richiesta idrica delle utenze a valle. Se tale richiesta supera infatti la portata in arrivo alla vasca, questa ben presto si svuota e alle utenze non può giungere una portata maggiore di quella consegnata alla vasca. Naturalmente, essendo costante la portata in arrivo alla vasca, non si hanno oscillazioni di carico sull'adduttrice a monte, tuttavia, per evitare sprechi d'acqua per effetto degli sfiori e per soddisfare le richieste idriche massime alle utenze è necessario che la vasca di consegna dell'acqua abbia una capacità sufficiente ad assolvere la funzione di compenso dei consumi o che le utenze stesse siano provviste di sistemi di accumulo.

Quando la quota piezometrica nel nodo di partenza della diramazione è alta rispetto al piano di campagna e non consente la realizzazione della vasca di consegna dell'acqua, tale vasca può essere realizzata a valle lungo la diramazione, in un punto in cui la quota piezometrica è prossima a quella del terreno; l'unico vincolo è che tale punto si trovi a monte delle utenze.

6.17 I nodi in cui convergono più tubazioni

Negli acquedotti con più opere di presa poste lungo il tracciato delle adduttrici ci sono dei nodi nei quali confluiscono le acque via via captate; per essi vale quanto detto a proposito dei nodi con più tubazioni in partenza.

Quando le tubazioni che convergono al nodo funzionano a gravità e convogliano portate di modesta entità, è consigliabile, per semplicità e motivi di economia, realizzare il collegamento in pressione, prevedendo delle valvole o saracinesche di regolazione nelle tubazioni in arrivo, al fine di poter ridurre a piacimento le portate captate.

Nel caso che le portate captate siano di una certa entità, si potrà ancora realizzare il collegamento delle tubazioni in pressione, ma, se le condizioni orografiche lo consentono, è preferibile inserire una sconnessione idraulica nel nodo, in modo tale che ciascuna tubazione in arrivo non sia influenzata dalle regolazioni effettuate nelle altre tubazioni collegate al nodo. La sconnessione consiste in una vasca di carico, in cui giungono le portate captate, la quale alimenta la tubazione in partenza; la condizione per poterla realizzare è perciò, anche in questo caso, legata alla possibilità di ubicare il nodo in un punto del tracciato che si trovi poco più in basso rispetto alla quota piezometrica.

È consigliabile far giungere le portate delle varie opere di presa in vasche separate, munite di luci a stramazzo, che alimentano la vasca da cui parte la tubazione di valle, in modo da poter misurare le singole portate in arrivo senza dover installare misuratori in pressione. Anche in questo caso vanno previsti gli scarichi di fondo, gli sfioratori di superficie e i collegamenti diretti tra le varie

tubazioni, che consentono di baipassare le vasche.

Quando qualcuna delle tubazioni in arrivo al nodo funziona a sollevamento meccanico, la sconnessione idraulica diviene pressoché indispensabile per vari motivi. Infatti, come più volte si è detto, è opportuno che il tratto a sollevamento sia il più breve possibile, per ridurre sia la lunghezza della tubazione in cui si hanno sovrappressioni da colpo d'ariete che l'entità di tali sovrappressioni. Inoltre, la sconnessione idraulica al nodo consente di poter variare a piacimento nel tempo il regime di funzionamento dell'impianto di sollevamento senza che ciò influenzi il resto del sistema.

La vasca di carico deve essere in questo caso ubicata nel punto di sommità della condotta a sollevamento, in modo che a valle possa essere consentito il funzionamento a gravità.

Bibliografia

Albertson M. L., Andrews J. S., "Transiet caused by air release", in *Control of flow in closed conduits*, edito da J. P. Tullis, Fort Collins, Colorado, 1971.

Babb A. F., Johnson W. K., "Performance characteristics of Siphon Outlets", in *Journal of the Hydraulic Division, ASCE*, v. 94(HY6), Proc. Paper 6237, novembre 1968.

Benfratello G., "Sulle sovrappressioni che si suscitano alla fine dei riempimento delle tubazioni mobili", in *L'Acqua*, n. 5, 1958.

Conti L., *Corso di Costruzioni Idrauliche: Condotte forzate*, Tipo-litografia R. Pioda, Roma 1932.

De Martino G., Giugni M., Viparelli M., "La presenza dell'aria nelle condotte", in *Idrotecnica*, n. 1, 1985.

Fasso' C. A., "Il movimento dell'aria nelle condotte d'acqua declivi alla luce di recenti esperienze", in *L'Energia Elettrica*, 1948.

Fasso' C. A., "Experimental research on air entrainment in gated outlet works", in *VI Congress IAHR*, L'Aia 1955.

Fasso' C. A., "Problemi di esercizio e di progetto delle lunghe condotte in pressione", in *Idrotecnica*, n. 6, 1980.

Kalinske A. A., Robertson J. M., "Entrainment of Air in Flowing water; Closed Conduit Flow", in *Transactions of ASCE*, v. 108, p.1435, 1943.

Marchetti M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, Tamburini, Milano 1947.

Marchi E., "Correnti liquide con fase gassosa", Relazione generale in *Atti del XIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Milano 1972.

Mongiardini V., " Il moto dei miscugli di aria e di acqua in condotte in pressione", in *L'Acqua*, n. 5–6, 1950.

Veronese A., "Sul moto delle bolle d'aria nelle condotte", in *L'Energia Elettrica*,

ottobre 1937.

Viparelli M., "Trasporto di aria da parte di correnti idriche in condotti chiusi", in *L'Energia Elettrica*, n. 11, 1954.

Zoccoli F.," Acquedotti", in *Manuale di Ingegneria Civile*, vol.1, cap.5, Cremonese, Roma 1986, ed. 2^a.

7

PROBLEMI DI PROGETTO DELLE CONDOTTE DI ADDUZIONE E CRITERI DI SCELTA DEL TRACCIATO

7.1 Indicazioni preliminari per la scelta del tracciato

La scelta del tracciato delle opere di adduzione, costituite da una o più tubazioni, è l'elemento della progettazione di un acquedotto che presenta le maggiori difficoltà e che riveste un'importanza fondamentale, avendo effetti rilevanti sulla funzionalità dell'opera e sui costi di realizzazione, di gestione e di manutenzione.

Lo studio del tracciato è molto complesso, non esistendo dei criteri di validità generale per la definizione dello stesso ed essendo generalmente possibili diverse soluzioni, aventi aspetti sia positivi che negativi.

Alla scelta definitiva si giunge sempre dopo una serie di successive fasi di lavoro, consistenti nello studiare più soluzioni, scartandone via via alcune in base a considerazioni di carattere tecnico ed economico e approfondendo sempre più dettagliatamente le altre, anche con sopralluoghi sul posto, fino a pervenire al tracciato prescelto, che va studiato nei minimi particolari.

Si fa presente che, qualsiasi sia il grado di approfondimento dello studio di un dato tracciato, occorre sempre lavorare su carte a curve di livello, in quanto tale studio non può mai prescindere dalle quote del terreno attraversato, che quasi sempre condizionano pesantemente il tracciato stesso.

I dati di base per lo studio di un tracciato sono costituiti dai punti di partenza rappresentati dalle opere di presa e dai punti di arrivo o di consegna dell'acqua, costituiti dai serbatoi urbani per le reti di distribuzione con serbatoi di testata o dalle eventuali torri piezometriche per le reti con serbatoi di estremità (vedasi il paragrafo 11.2).

Una volta effettuati gli studi idrologici e geologici, risultano note per le opere di presa, oltre che le posizioni planimetriche, anche le quote liquide, che rappresentano le quote piezometriche ai punti di origine delle adduttrici, che in alcuni casi presentano delle oscillazioni non trascurabili (come accade per esempio per le prese da laghi naturali o artificiali), mentre in altri possono ritenersi pressoché costanti.

I punti di arrivo devono essere stabiliti dal progettista prima di iniziare gli studi del tracciato delle opere esterne di adduzione, in base a varie considerazioni di carattere idraulico ed economico, delle quali si citano le più importanti. Le quote idriche minime nei serbatoi cittadini vanno stabilite col criterio che la distribuzione all'interno degli edifici, salvo casi eccezionali, possa avvenire a gravità; in base a

quanto riportato in dettaglio nel paragrafo 11.6, tale criterio consente di fissare i livelli minimi nei serbatoi. I livelli massimi, a seconda della capacità dei serbatoi, risultano in genere più elevati da 3 a 5 m rispetto a quelli minimi.

Tenuto conto di tali quote, i serbatoi andranno ubicati in posizioni tali da risultare del tipo strutturale più economico, che è quello seminterrato e, nelle zone pianeggianti dove ciò non è possibile, a meno di non realizzarli a notevoli distanze dai centri abitati da servire, le ubicazioni dei serbatoi, compatibilmente con i vincoli di carattere paesaggistico, dovranno essere quelle che danno luogo alle minori altezze sul piano di campagna dei serbatoi stessi, sempre per motivi economici.

Analogamente per le reti di distribuzione con serbatoio di estremità, la torre piezometrica, una volta determinata la sua massima quota idrica in base alle condizioni idrauliche del servizio, andrà ubicata in posizione tale che risulti minima la sua altezza sul suolo. Dopo aver stabilito le posizioni dei punti di partenza (opere di presa) e di quelli di arrivo (serbatoi e torri piezometriche), si possono effettuare degli studi preliminari su cartografia in scala 1:100 000, individuando più tracciati di larga massima, fra i quali andranno effettuati dei raffronti tecnici ed economici anche sommari, in modo che nel progetto di massima, che in genere viene effettuato su carte topografiche dell'I.G.M. in scala 1:25 000, possano essere rappresentati due o tre tracciati al più, tra i quali si sceglierà poi quello definitivo, che verrà studiato nei minimi particolari nel progetto esecutivo.

Nella fase di stesura del progetto preliminare spesso è opportuno introdurre ulteriori vincoli al tracciato.

– In presenza di biforcazioni con portata in arrivo e portate in partenza notevoli, è preferibile che la ripartizione delle portate venga effettuata mediante un partitore a pelo libero, di funzionamento più sicuro e preciso rispetto a quelli in pressione. Tale partitore deve essere ubicato in un punto di sommità del profilo longitudinale, in modo che il deflusso nelle diramazioni a valle possa avvenire a gravità, per cui è opportuno individuare preliminarmente la sua posizione.

– Quando sono necessari dei sollevamenti meccanici lungo il tracciato, sarà necessario prevedere delle vasche di arrivo dell'acqua subito a monte delle pompe; la posizione di tali vasche andrà scelta tenendo presente che la linea piezometrica in corrispondenza di esse dovrà essere pressoché coincidente con la quota del terreno, in modo che le vasche stesse non siano pensili.

– La condotta di mandata a valle dell'impianto dovrà avere la minima lunghezza possibile e giungere in una vasca di carico da realizzare in un punto di sommità del tracciato, così da permettere a valle il deflusso a gravità. Come si è detto nel paragrafo 6.17, lo scopo di prolungare quanto più è possibile il funzionamento a gravità a monte dell'impianto e di ripristinarlo quanto prima possibile a valle, mediante la vasca di carico, è duplice: da un lato si riduce la lunghezza del tronco a sollevamento meccanico in cui si manifestano le sovrappressioni di colpo d'ariete e dall'altro si riducono tali sovrappressioni che, come è noto, aumentano al crescere della lunghezza della condotta premente.

Quando poi la vasca subito a monte dell'impianto e quella di carico a valle hanno adeguate capacità di compenso, si ha anche la possibilità di poter disconnettere il funzionamento del tronco a sollevamento da quello dei tronchi contigui, facendo sollevare all'impianto portate diverse da quelle in arrivo e in partenza dalle

suddette vasche.

Introdotti, quando è possibile, i predetti vincoli, per lo studio del tracciato di larga massima si possono fornire le seguenti indicazioni.

– Nello studio di un dato tracciato, un elemento molto importante da aver presente è costituito dalle pressioni di esercizio che questo determina lungo l'adduttrice (per pressione di esercizio si intende quella definita nel paragrafo 4.2) e dalle pressioni che si hanno nelle condizioni di funzionamento estreme previste in progetto (portata massima con tubi usati e portata minima con tubi nuovi).

– Per motivi di natura igienica, di cui si è più volte detto in precedenti capitoli, il profilo longitudinale di un dato tracciato deve essere tale che la linea piezometrica, per la prima condizione di funzionamento estremo, sia sempre di almeno $2 \div 3$ m al di sopra della quota del terreno, in modo che in caso di difettosa tenuta dei giunti o di rotture si abbia sempre una fuoriuscita d'acqua e non l'ingresso di liquidi dall'esterno. Nei tratti subito a valle delle opere di presa, delle vasche di carico e di tutte le opere aventi una superficie libera è spesso inevitabile che la pressione scenda al di sotto del predetto valore minimo; se tali tratti sono di lunghezza non trascurabile, è opportuno che la tubazione sia opportunamente protetta e ispezionabile, per esempio posandola all'interno di un cunicolo su selle d'appoggio, anziché nella trincea di scavo.

– Come si è detto, l'andamento del profilo longitudinale determina il valore delle pressioni di esercizio nei vari tratti, che è un elemento fondamentale per la scelta del tipo di materiale delle tubazioni, per la classe di pressione nominale delle stesse, per il tipo di giunto da adottare, per la pressione nominale che devono avere le apparecchiature installate; tutti questi elementi incidono pesantemente sul costo e sulla durata delle tubazioni, sulla garanzia di funzionamento delle varie apparecchiature speciali e dell'opera nel suo complesso, sui costi di manutenzione e sulle perdite d'acqua che nel tempo possono verificarsi.

Per tali motivi va data la preferenza a quei tracciati che, rispettando il vincolo relativo al valore minimo dell' altezza piezometrica di cui si è detto in precedenza, danno luogo alle pressioni di esercizio e di funzionamento più basse possibili. D'altra parte, molto spesso è possibile ridurre tali pressioni solo con tracciati più lunghi, per cui solo dei raffronti fra le varie soluzioni possono permettere di individuare quella più economica.

– Fra i valichi e i rilievi da attraversare, andranno scelti quelli di poco più bassi rispetto alla quota piezometrica; se entro un'accettabile distanza del tracciato in studio dall'adduttrice tutti i valichi sono a quota molto superiore alla piezometrica, andranno studiate e confrontate diverse soluzioni possibili, che spesso presentano delle differenze di costo assai elevate.

La prima di tali soluzioni è quella che prevede l'attraversamento in galleria, posta a quota più elevata possibile, compatibilmente con l'andamento della linea piezometrica, al fine di ridurre la sua lunghezza (figura 7.1).

La seconda soluzione consiste nel prevedere un sollevamento meccanico fino a una vasca di carico posta nel punto più alto del valico, con il tratto di tubazione a valle funzionante a gravità (figura 7.2).

Questa seconda soluzione, se da una parte elimina la costosa realizzazione della galleria, dall'altra presenta gli svantaggi di avere una lunghezza di percorso molto maggiore, di dover realizzare l'impianto di sollevamento e la vasca di carico, di

presentare un'affidabilità di funzionamento un po' minore, di comportare maggiori spese di esercizio per il costo del sollevamento (parzialmente attenuate, nei grossi acquedotti, dalla possibilità di sfruttare, per la produzione di energia, parte della prevalenza dell'impianto, mediante un salto piezometrico nel tratto di tubazione a valle della vasca di carico o di utilizzare il forte dislivello tra vasca di carico e punto di consegna a valle per ridurre il diametro del tubo a valle della vasca stessa).

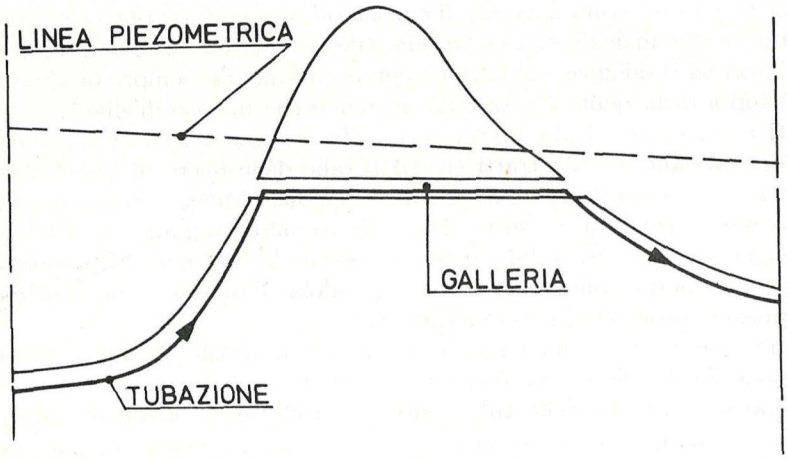


Fig. 7.1 Attraversamento di un rilievo mediante galleria.

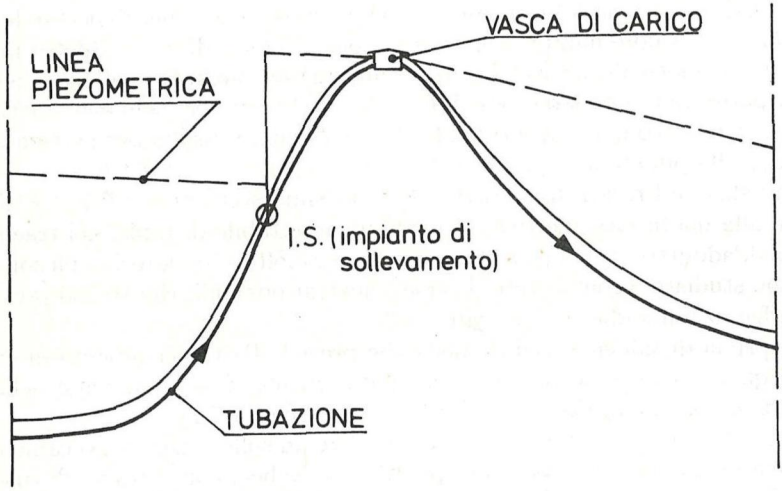


Fig. 7.2 Attraversamento di un rilievo mediante un impianto di sollevamento.

– Per particolari conformazioni orografiche dei rilievi risulta opportuno valutare

la convenienza economica di una soluzione intermedia tra quelle viste sopra: cioè la realizzazione di un sollevamento meccanico allo scopo di poter attraversare il valico mediante una galleria di lunghezza molto minore rispetto a quella necessaria per la soluzione completamente a gravità (figura 7.3).

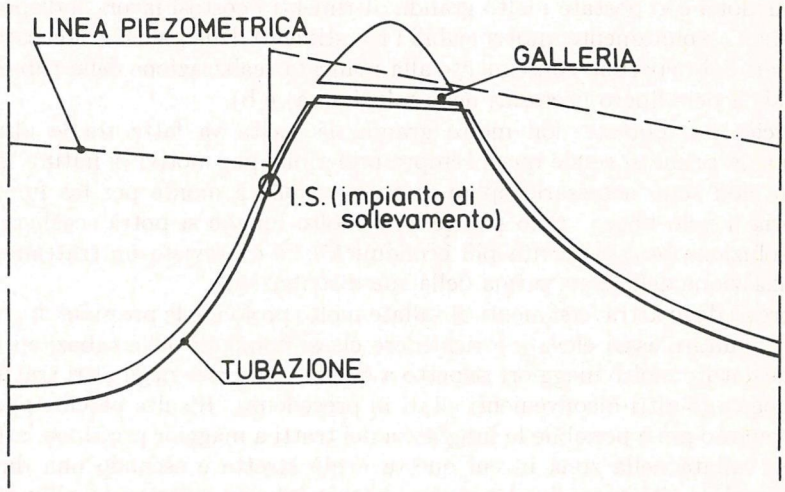


Fig. 7.3 Attraversamento di un rilievo mediante galleria ad alta quota, previa la realizzazione di un impianto di sollevamento.

– Poiché le gallerie sono sempre molto più onerose rispetto alle tubazioni posate in trincee di scavo, quando il punto di valico si trova a una quota inferiore rispetto alla quota idrica dell'opera di presa e la linea piezometrica di una data soluzione non risulta sufficientemente elevata per attraversare il rilievo senza né gallerie, né sollevamenti meccanici, sono da valutare la possibilità tecnica e successivamente la convenienza economica di un attraversamento con la tubazione sempre in scavo. Tale soluzione si può realizzare mediante il rialzamento della piezometrica, che si può ottenere con un aumento dei diametri delle tubazioni a monte e una riduzione di quelli a valle del valico, sempre restando entro i limiti di velocità massimi e minimi ammissibili.

– Quando si decide per la soluzione in galleria, la posizione dell'attraversamento andrà scelta in base alla natura geologica dei terreni e alla lunghezza della galleria stessa, che dovrà essere la più breve possibile; anche in questo caso si può ottenere una minor lunghezza rialzando la linea piezometrica a monte.

– Nel caso dell'attraversamento in galleria occorre poi stabilire la soluzione più conveniente circa il convogliamento dell'acqua, che potrà avvenire:

a) mediante tubazione in pressione posata all'interno della galleria;

b) mediante canale a pelo libero realizzato all'interno della galleria e completamente separato dal rivestimento di questa, per evitare eventuali infiltrazioni di acque esterne;

c) utilizzando l'intera sezione della galleria, con funzionamento o a pelo libero o in pressione.

Per la scelta della soluzione occorre aver presente che la galleria, per esigenze tecniche di realizzazione, ha dimensioni minime tali da essere in grado di convogliare portate pari almeno ad alcuni metri cubi al secondo, anche con lievi pendenze piezometriche. Quindi la terza soluzione può risultare conveniente solo per acquedotti con portate molto grandi, altrimenti i costosi lavori, indispensabili per rendere assolutamente impermeabili i rivestimenti della galleria, non sarebbero giustificati dal risparmio conseguente alla mancata realizzazione della tubazione o del canale a pelo libero necessari nelle soluzioni a) e b).

Perciò, per portate non molto grandi, la scelta va fatta tra le altre due soluzioni: la prima si rende quasi sempre preferibile per motivi di natura igienica e perché non sono necessarie opere di sconnessione a monte per far funzionare la galleria a pelo libero. Solo per gallerie molto lunghe si potrà scegliere la seconda soluzione se essa risulta più economica e se è previsto un trattamento di potabilizzazione dell'acqua prima della sua distribuzione.

– Nei pressi degli attraversamenti di vallate molto profonde le pressioni di esercizio possono risultare assai elevate e richiedere classi nominali delle tubazioni e delle apparecchiature molto maggiori rispetto a quelle necessarie negli altri tratti, oltre a dar luogo agli altri inconvenienti citati in precedenza. Risulta perciò opportuno ridurre quanto più è possibile la lunghezza dei tratti a maggior pressione, attraversando la vallata nella zona in cui questa è più stretta e secondo una direzione molto prossima alla normale al suo asse; se tale soluzione comporta allungamenti non trascurabili del percorso, andrà confrontata dal lato economico con soluzioni di tracciato più breve, ma con tratti più lunghi a elevate pressioni di esercizio.

È necessario, per motivi economici, che un dato tracciato abbia il minor numero possibile di attraversamenti e, in generale, di opere d'arte di una certa importanza, avendo presenti, per quelli indispensabili, le seguenti indicazioni.

– Per gli attraversamenti dei corsi d'acqua con tubazioni di limitato diametro occorre accertare la possibilità di collocare tali tubazioni in opportuna posizione sui ponti esistenti; se con un dato tracciato ciò è possibile, è necessario verificare fino a quale misura risulti conveniente allungare il tracciato stesso per sfruttare tale possibilità, evitando la realizzazione di apposite opere di attraversamento, sempre abbastanza costose. Se queste risultano indispensabili, è opportuno stabilire preliminarmente le loro posizioni più convenienti sotto gli aspetti tecnico ed economico, vincolando il tracciato a tali posizioni.

– Per motivi economici le strade e le ferrovie non devono essere sottopassate in zone dove corrono in trincee di notevole profondità; una volta rispettato tale vincolo, gli esatti punti di attraversamento potranno essere stabiliti in via definitiva in sede di progettazione esecutiva.

– Nella definizione del tracciato è sempre consigliabile scegliere percorsi quanto più possibile prossimi alle strade esistenti, allo scopo di rendere più agevole e quindi più economica l'esecuzione delle opere e di facilitare le operazioni di controllo, manutenzione e riparazione durante l'esercizio dell'acquedotto. Sono invece sconsigliabili o da ridurre al minimo indispensabile i tratti con tubazioni posate nel corpo stradale, per evitare sia i maggiori costi conseguenti alla demolizione e al ripristino della sede stradale che l'interferenza dei lavori di costruzione e degli

interventi di riparazione e manutenzione con il traffico. Tale norma non vale, ovviamente, per le strade vicinali, interpoderali o poderali con traffico trascurabile, prive di manto di usura e con un sottofondo facilmente demolibile e ripristinabile senza particolari oneri; in questi casi è opportuno che il tracciato segua il percorso stradale, nei tratti in cui la posa delle tubazioni al di fuori della strada presenta delle difficoltà per l'orografia del terreno, per il tipo di colture esistenti, per l'accessibilità non agevole o per altre cause.

– Particolare attenzione occorre prestare alle caratteristiche dei terreni attraversati, sotto l'aspetto geologico, della stabilità e dell'azione aggressiva sulle tubazioni. Bisogna evitare nel modo più assoluto gli attraversamenti di zone che non offrano sufficienti garanzie di stabilità per la presenza di fenomeni franosi o erosivi, in quanto i movimenti del terreno possono provocare, nelle ipotesi più favorevoli, dei lievi spostamenti dei giunti con conseguenti perdite d'acqua che vanno accentuandosi sempre più nel tempo e, nei casi peggiori, degli sfilamenti dei giunti e delle rotture vere e proprie dei tubi, con conseguenti interruzioni del servizio e notevoli costi di esercizio, per i frequenti interventi di manutenzione e le onerose operazioni di riparazione che si rendono necessari.

Per questi motivi, per evitare tali zone, non bisogna assolutamente indugiare nella scelta di tracciati diversi, anche se più lunghi o con maggiori pressioni di esercizio e quindi molto più costosi, in quanto il fine principale che deve stare alla base della definizione del tracciato è quello di una soluzione che offra le maggiori garanzie di sicuro funzionamento, senza provocare interruzioni del servizio.

Quando non sia proprio possibile evitare terreni con una certa instabilità, è opportuno effettuare tutte le indagini geomorfologiche che possano fornire delle sicure indicazioni sui percorsi meno instabili. In linea di massima si può affermare che le linee di cresta sono in tal senso da preferire; sono invece assolutamente da evitare i tracciati a mezza costa, rispetto ai quali va data la preferenza a quelli che seguono le linee di massima pendenza del terreno, che risultano molto più stabili. Sono da evitare anche i terreni acquitrinosi o soggetti al rischio di allagamento e, per motivi economici, anche i terreni rocciosi, che richiedono per lo scavo l'uso di mine, in quanto il costo unitario di tale scavo è diverse volte maggiore rispetto a quello in normali terreni.

Sempre in presenza di terreni non molto stabili, occorre poi particolare attenzione nella scelta del materiale delle tubazioni e del tipo di giunto; infatti le diverse tubazioni e le giunzioni, nei riguardi sia dei grandi che dei piccoli movimenti franosi presentano un comportamento molto diverso per quel che concerne le rotture, lo sfilamento e la tenuta dei giunti; in tal senso risultano preferibili le tubazioni di materiali con elevate caratteristiche meccaniche e poco fragili, dotate di notevole rigidezza e con giunti di tipo rigido.

Si fa presente che interventi di vario tipo sui terreni attraversati per ridurne la franosità o l'erodibilità o interventi diretti di protezione delle tubazioni sono possibili solo localmente e per brevi tratti, mentre diventano eccessivamente onerosi se vengono effettuati in forma generalizzata, per far fronte a movimenti franosi profondi che investono zone molto estese.

Per quanto riguarda le loro caratteristiche nei riguardi dell'azione di corrosione delle tubazioni, vengono considerati buoni i terreni di natura rocciosa e particolarmente quelli calcarei e i terreni sciolti, ben drenati e aerati, mentre meno affidabili

sono i terreni di natura argillosa.

Sono inoltre sconsigliabili le zone in cui la falda idrica superficiale è molto elevata, tanto da poter venire a contatto con la tubazione, i terreni in cui sono presenti acque saline, acque con caratteristiche mineralogiche anormali rispetto a quelle più comuni delle acque sotterranee, o acque a reazione sensibilmente acida o basica.

Si fa presente tuttavia che, come si è detto nel paragrafo 4.6, la corrosione è un fenomeno estremamente complesso, che dipende da svariati fattori, sui quali è difficile sapere quanto incidano le caratteristiche generali dei terreni e quanto altri elementi e cause, spesso locali, indipendenti da tali caratteristiche. Per questo motivo ha un'importanza molto limitata una classificazione generalizzata dei terreni relativamente alla loro pericolosità nei riguardi della corrosione. Infatti oggi si tende a dare sempre maggiore importanza, agli effetti della corrosione, piuttosto che alla natura chimica e mineralogica, all'aerazione differenziale dei terreni, che dipende prevalentemente dalle caratteristiche di uniformità della struttura fisica degli stessi e dalle modalità con cui vengono eseguiti i lavori di rinterro degli scavi.

Naturalmente, quando esistono dei dubbi sulla possibilità del verificarsi della corrosione, occorrerà, in sede di progetto, prevedere l'impiego di tipi di tubazioni pressoché insensibili al fenomeno o comunque molto più difficilmente attaccabili e, se ciò non è possibile o è sconsigliabile per altri motivi, prevedere interventi di protezione passiva o attiva sulle tubazioni metalliche, in particolare su quelle in acciaio.

Nei casi di reti di adduzione ramificate, con tratti di diverso materiale e con portate differenti, occorre aver presente che, a parità delle altre condizioni, è sempre preferibile, per motivi economici, quel tracciato che rende più brevi i tronchi più costosi, a fronte di maggiori lunghezze dei tronchi meno costosi; infatti, indipendentemente dai calcoli di economia visti nel capitolo 5, i quali, in base ai carichi motori disponibili, armonizzano i diametri dei vari tratti in funzione delle portate e dei materiali impiegati, sono preliminarmente da considerare più costosi, a parità di materiale, i tronchi con portate maggiori e, a parità di portata, i tronchi costituiti da tubazioni con costo per unità di lunghezza più elevato.

7.2 Il progetto di massima e il progetto esecutivo

In base al progetto preliminare si individua la soluzione ritenuta più idonea per il tracciato, soluzione che dovrà essere oggetto del progetto di massima.

Spesso, dopo il progetto preliminare, esistono delle possibilità di scelta fra due o tre tracciati, che possono differire fra loro solo in alcuni tratti; in questo caso dal progetto di massima dovranno desumersi tutti gli elementi necessari per la scelta definitiva del tracciato, che verrà poi sviluppato nel progetto esecutivo.

A tale scopo è necessario che, per le soluzioni di tracciato fra le quali deve essere operata la scelta, vengano effettuati tutti i calcoli idraulici relativi alla determinazione dei diametri e delle pendenze piezometriche dei vari tratti, alle caratteristiche degli impianti di sollevamento ecc., in quanto solo così è possibile un confronto tecnico-economico fra le soluzioni stesse. Ovviamente, per la soluzione scelta potranno essere effettuati successivi affinamenti dei calcoli in sede di progettazione esecutiva.

Il progetto di massima viene in genere effettuato sulle carte topografiche dell'I.G.M. in scala 1:25 000 e deve essere sufficientemente definito anche per quel che riguarda il profilo longitudinale, sul quale va rappresentata anche la linea piezometrica; tale profilo viene in genere tracciato in scala 1:25 000 per le lunghezze e in scala da scegliere da caso a caso per le altezze, a seconda dell'orografia del terreno.

Nel profilo andranno individuate le posizioni degli sfiati e degli scarichi; è consigliabile studiare il tracciato in modo tale da poter inserire un certo numero di sfiati liberi, che, oltre a essere di funzionamento più sicuro, realizzano una serie di sconnessioni lungo le tubazioni, che impediscono la propagazione delle oscillazioni di carico. Si ricorda che per far ciò è necessario che la piezometrica non sia più alta di 10÷15 m sul terreno.

Andranno poi previste le posizioni delle valvole di riduzione o di regolazione dei carichi, con riferimento alle due situazioni di funzionamento estremo (portate massime e tubi usati; portate minime e tubi nuovi), determinando l'entità del carico che devono dissipare; al riguardo è necessario aver presente che nei punti di sfiato libero e, più genericamente, nei punti in cui esiste una superficie libera (serbatoi, vasche di carico, partitori a pelo libero ecc.), le due piezometriche estreme hanno gli stessi punti obbligati per i quali devono passare.

Una volta definito il progetto di massima, si passa a quello esecutivo, il cui tracciato viene di norma eseguito su carte topografiche in scala 1:2000, che vengono predisposte in base ad appositi rilievi; è indispensabile che tali rilievi non siano limitati all'asse del tracciato individuato nel progetto di massima, ma interessino una striscia di terreno sufficientemente ampia, in modo da poter avere la possibilità di effettuare tutte quelle lievi varianti al tracciato stesso suggerite dalla progettazione esecutiva.

Quando esistono già delle carte topografiche sufficientemente dettagliate, potranno essere direttamente utilizzate per il tracciato, anche se sono a scala minore; il tracciato del progetto esecutivo è generalmente accettabile, per i grandi acquedotti, in planimetrie quotate fino alla scala 1:5000, riportando però lo stesso anche nelle planimetrie catastali in scala 1:2000, per poter definire il piano parcellare di esproprio.

Il profilo longitudinale viene rappresentato in scala 1:2000 per le lunghezze e in scala 1:200 o 1:100 per le altezze.

Nel progetto esecutivo andranno individuate le esatte posizioni di tutti gli sfiati e di tutti gli scarichi. Al riguardo si fa presente che il profilo longitudinale delle tubazioni non dovrà seguire rigidamente quello del terreno; nei punti in cui questo è molto accidentato è opportuno prevedere profondità di posa leggermente variabili, in modo da ridurre il numero degli sfiati e degli scarichi che inciderebbero notevolmente sul costo dell'opera.

Analogamente, variando la profondità di posa della tubazione tra il valore minimo che determina il minimo ricoprimento stabilito al di sopra della tubazione (in genere 1,0 m) e il valore massimo che assicura la stabilità delle pareti della trincea di scavo senza opere di sostegno provvisorio, valore che è funzione della natura del terreno attraversato, si può evitare che il profilo d'asse presenti variazioni troppo frequenti di pendenza.

Quando per la particolare orografia del terreno (per esempio, in presenza di terrazzamenti o di terreni con scarpate estremamente ripide) si renda necessario

effettuare per brevi tratti degli scavi profondi (4 m e oltre), per facilitare la riapertura di tali scavi in caso di successivi interventi di riparazione della tubazione, è opportuno prevedere un ricoprimento parziale dello scavo, lasciando al di sopra di esso una trincea, sistemata in modo tale che le acque meteoriche possano defluire e con le pareti a dolce pendenza per evitare fenomeni erosivi.

In terreni pianeggianti, invece, variando la profondità di posa della tubazione, si può ottenere l'andamento del profilo a denti di sega, di cui si è detto nel paragrafo 6.3, che consente l'inserimento degli sfiati e degli scarichi.

Se il profilo longitudinale relativo a un dato tracciato si adatta con difficoltà a rispettare tutte le regole predette, sarà opportuno introdurre delle leggere variazioni al tracciato stesso.

Quando si attraversano delle vallate molto profonde, per evitare che gli scarichi di fondo che si trovano a fondovalle funzionino sotto carichi eccessivamente elevati e per far sì che possano essere vuotati solamente i tronchi superiori della tubazione, è consigliabile prevedere anche degli scarichi intermedi a quote più alte. Inoltre, per gli scarichi di fondo andranno previste tutte le opere necessarie per addurre fino al recapito le acque di vuotatura delle tubazioni.

Andranno poi definite le esatte posizioni planimetriche e altimetriche delle opere d'arte (attraversamenti di corsi d'acqua, di strade, di ferrovie, impianti di sollevamento, vasche di carico, serbatoi ecc.) e si potrà quindi riportare il tracciato sulle carte catastali, dove sarà inevitabilmente necessario introdurre lievi modifiche per rispettare quanto più è possibile la proprietà fondiaria e ridurre i costi di esproprio. Occorrerà a tale scopo evitare di attraversare le corti, i giardini delle ville e dei fabbricati rurali e le colture pregiate.

Attraversando zone boschive bisognerà cercare di abbattere il minor numero di alberi; nell'attraversamento di frutteti, agrumeti, uliveti, vigneti si cercherà di passare nello spazio tra due filari, in modo da danneggiare poco le colture. Ove è possibile, è consigliabile seguire col tracciato i limiti particellari e delle proprietà.

Per evitare di introdurre una serie di modifiche successive al tracciato e di conseguenza al profilo longitudinale, è senz'altro consigliabile procedere contemporaneamente nella stesura dei vari tratti del tracciato sia sulle carte topografiche che su quelle catastali, ricordando che per una progettazione esecutiva è necessario effettuare dei sopralluoghi seguendo passo passo il tracciato previsto, per poter giungere a quella precisazione di dettagli che solo un'esatta conoscenza dei luoghi può consentire.

Una volta definiti il tracciato e il profilo longitudinale, è possibile determinare tutte le deviazioni angolari planimetriche e altimetriche dell'asse delle tubazioni e dimensionare i blocchi di ancoraggio per assorbire le spinte che nascono, come pure stabilire gli eventuali interventi di presidio nei tratti a maggior pendenza per impedire la parziale asportazione del terreno di riempimento dei cavi da parte delle acque pluviali, interventi consistenti per lo più in muri o gabbionate perpendicolari all'asse dello scavo (figura 7.4). Nella figura 7.5 è rappresentato un esempio di profilo longitudinale di tubazione d'acquedotto.

7.3 La scelta dei tipi di tubazione

Una corretta scelta dei tipi di tubi da impiegare per la realizzazione di un acque-

dotto può essere fatta solo avendo presenti le caratteristiche delle tubazioni dei diversi materiali, descritte dettagliatamente nel capitolo 4.

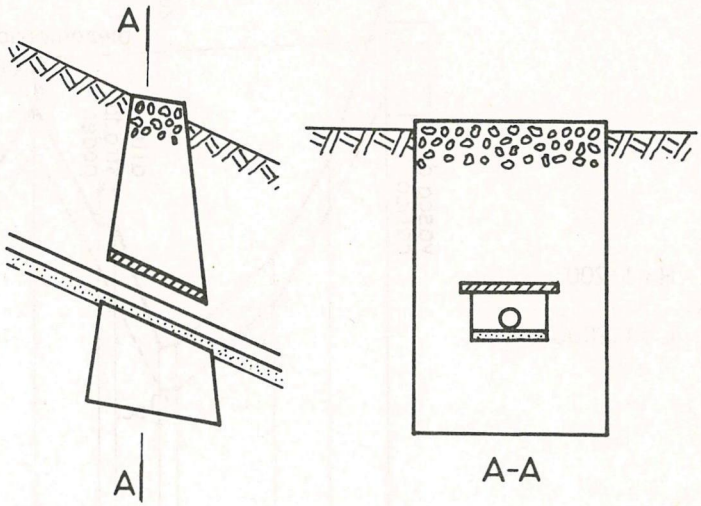


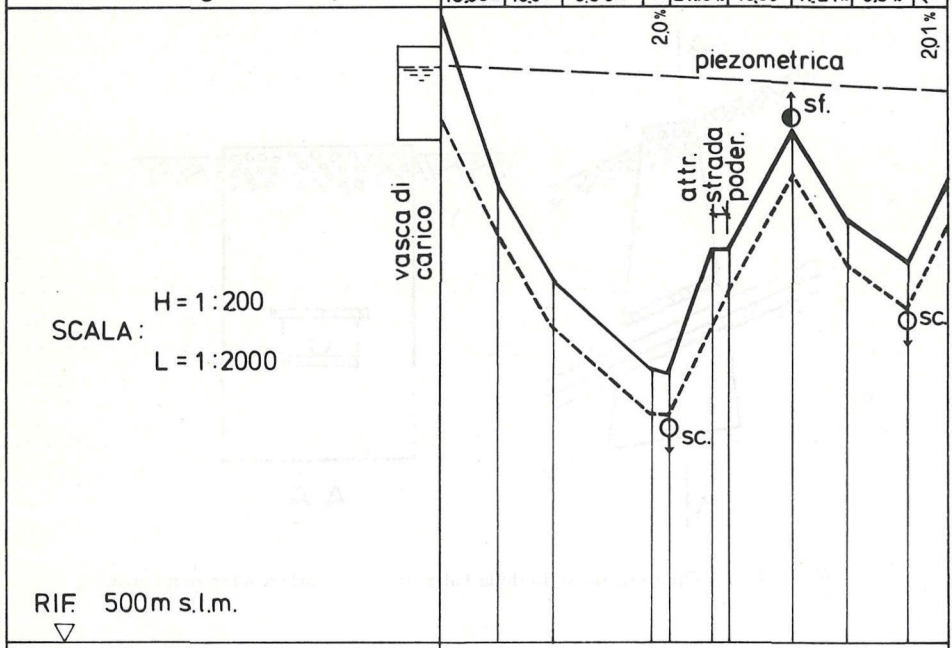
Fig. 7.4 Opere di presidio della tubazione nei tratti a forte pendenza.

Da quanto esposto in quel capitolo risalta subito che ciascun tipo di tubo presenta pregi e difetti, per cui la scelta del materiale più idoneo deve scaturire dalla valutazione di una serie di elementi di carattere tecnico ed economico che giocano, a seconda dei casi, un ruolo più o meno importante. Tali elementi sono già stati evidenziati nel capitolo 4, per cui essi vengono ora solo richiamati, ponendo l'attenzione particolarmente su quelli connessi col tracciato della rete d'adduzione.

Gli aspetti più importanti da considerare per la scelta sono essenzialmente la tenuta della tubazione e del giunto, necessaria per evitare inutili sprechi d'acqua, il rischio di rotture che costringe a interruzioni del servizio, la durata della tubazione e il costo di realizzazione della stessa nel suo complesso, mettendo cioè in conto anche i costi di posa in opera, dei pezzi speciali, delle murature di contrasto ecc.

Le caratteristiche del tracciato che più influenzano questi elementi di scelta sono le pressioni di esercizio e la stabilità e la natura dei terreni attraversati, che possono presentare una maggiore o minore aggressività; poiché tali caratteristiche risultano variabili lungo il tracciato stesso, può risultare opportuno, specie per le adduttrici di una certa lunghezza, adoperare tubazioni di diverso materiale nei vari tratti. Quando le pressioni di esercizio, così come definite nel paragrafo 4.2, e le pressioni che si hanno durante il funzionamento dell'opera risultano elevate, si riduce il campo di scelta del materiale delle tubazioni e del tipo di giunto; al riguardo si fa presente che la garanzia di tenuta nel tempo è tanto maggiore quanto più grande è la differenza tra la classe di pressione nominale della tubazione impiegata e la pressione di esercizio cui questa è sottoposta.

CARATTERISTICHE TUBAZIONI	DN 300 in ghisa sferoidale giunto EXPRESS 2GS										
DATI IDRAULICI	Q = 92 l/s V = 1.20 m/s J = 0.00438										
LIVELLETTE: lungh. orizz. e pend. (%)	15.60 18.59%	15.00 16.0%	25.80 9.30%	5.00 2.0%	15.60 21.15%	17.10 19.30%	14.50 17.24%	16.00 6.8%	10.40 2.01%		



PICCHETTI		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
DISTANZE ORIZZONTALI	PARZIALI	15.60	15.00	25.80	5.00	11.60	4.00	17.10	14.50	16.00	10.40	
	PROGRESSIVE	0.00	15.60	30.60	56.40	61.40	73.00	77.00	94.10	108.60	124.60	135.00
DISTANZE EFFETTIVE	PARZIALI	15.87	15.19	25.91	5.00	11.85	4.09	17.41	14.71	16.04	10.61	
	PROGRESSIVE	0.00	15.87	31.06	56.97	61.97	73.82	77.91	95.32	110.03	126.07	136.68
QUOTE	TERRENO	516.40	512.00	509.60	507.20	507.70	510.50	510.50	513.70	511.20	510.10	512.20
	ASSE TUBO	513.70	510.80	508.40	506.00	505.90	508.35	509.20	512.50	510.00	508.90	511.00
	PIEZOMETRICHE	515.30	515.23	515.16	515.05	515.03	514.98	514.96	514.88	514.82	514.75	514.70
ANGOLI DI DEVIAZIONE (o)	ZENITALI		1°26'	3°47'	4°10'	1°05'	1°01'		2°42'	5°51'	1°51'	
	AZIMUTALI		10°30'		8°15'					6°12'		

Fig. 7.5 Esempio di profilo longitudinale d'acquedotto.

Quando i giunti fra i vari tronchi di tubo non sono di tipo rigido, la tenuta viene a dipendere anche da eventuali instabilità dei terreni attraversati, i cui movimenti, anche se lievi, possono provocare parziali sfilamenti del giunto.

Il rischio di rotture è funzione ancora della pressione di esercizio, ma dipende in modo più marcato dalla stabilità dei terreni attraversati, dall'accuratezza della posa in opera dei tubi e dalle varie sollecitazioni esterne statiche e dinamiche; naturalmente sotto questo aspetto danno maggiori garanzie le tubazioni dei materiali di elevata resistenza meccanica e con giunti di tipo rigido.

La durata delle tubazioni dipende, oltre che dalle sollecitazioni cui queste sono sottoposte e dal numero e tipo di rotture alle quali vanno incontro durante l'esercizio, dal decadimento delle caratteristiche meccaniche del materiale nel tempo (che, come si è visto nel capitolo 4, è tutt'altro che trascurabile per i materiali plastici) e, soprattutto, dalla resistenza chimica del materiale all'aggressività dei terreni di posa; sotto quest'ultimo aspetto le maggiori garanzie sono fornite invece proprio dai tubi di materiale plastico, mentre i meno affidabili sono quelli metallici, per i quali, in presenza di alcuni tipi di terreno, risulta necessaria la protezione passiva e spesso, per l'acciaio, quella attiva, che però non sempre riescono a evitare accentuati fenomeni corrosivi.

Altri elementi da considerare per la scelta delle tubazioni, specie in presenza di terreni accidentati e di difficile accesso, sono la leggerezza e la facilità di posa in opera delle tubazioni stesse e dell'esecuzione dei giunti, che possono incidere notevolmente sul costo dell'opera.

Per quanto riguarda l'aspetto economico, si fa presente che nel raffronto fra i diversi tipi di tubazione occorre considerare non solo il loro costo globale in opera, ma anche la loro prevedibile durata e il costo presumibile di manutenzione ordinaria e degli interventi di riparazione durante l'esercizio.

7.4 La posa in opera delle tubazioni

Le tubazioni vengono normalmente posate all'interno di trincee appositamente scavate e richiuse mediante successivo rinterro.

Altri tipi di posa, realizzati generalmente per tratti di breve lunghezza sono:
- posa in cunicolo;
- posa in galleria;
- posa fuori terra.

7.4.1 Posa in opera in trincea

Sulla posa in opera in trincea si rimanda a quanto detto in vari paragrafi del capitolo 4; si danno ora solo ulteriori utili informazioni e si riferisce sulle modalità di esecuzione dei lavori.

La larghezza al fondo della fossa di scavo viene in genere stabilita pari al diametro nominale DN della tubazione aumentato di 0,25÷0,30 m da ciascun lato, con un valore minimo della larghezza di 0,60 m; per due tubazioni poste all'interno dello stesso cavo, la larghezza al fondo deve essere uguale alla somma dei due diametri nominali, aumentata di una distanza minima tra le due tubazioni di 0,30 m e di 0,25÷0,30 m da ciascun lato (figura 7.6).

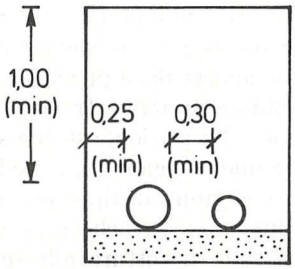


Fig. 7.6 Posa in trincea di due tubazioni affiancate.

L'inclinazione delle pareti della trincea rispetto alla verticale dipende dalla natura del terreno, dalla profondità dello scavo e dal tempo in cui lo scavo resta aperto, che influisce sulla stabilità delle pareti.

Se sussistono dei dubbi sulla stabilità dello scavo con pareti verticali o con inclinazione molto elevata, è opportuno effettuare apposite verifiche geotecniche, dalle quali può risultare che per assicurare la stabilità delle pareti è necessario realizzare delle armature di sostentamento di legno o di metallo, che dovranno essere oggetto di appositi calcoli. In questi casi, se lo scavo si svolge in aperta campagna e non esistono particolari vincoli sulla sua ampiezza, si può in alternativa verificare se risultino economicamente più convenienti delle sezioni di scavo con pareti aventi l'inclinazione necessaria per la stabilità, senza opere di sostegno provvisorie.

Le voci di elenco prezzi del Capitolato Speciale d'Appalto dovranno fornire tutte le indicazioni sulle modalità di computazione dei volumi di scavo e delle eventuali opere di sostegno da compensare alla Ditta appaltatrice dei lavori.

Se il tipo di giunto tra i vari tronchi di tubazione richiede, per l'esecuzione, larghezze di scavo maggiori di quelle indicate in precedenza, andranno realizzate, nei pressi del fondo, apposite nicchie che permettano di aumentare la larghezza e la profondità della fossa in corrispondenza delle zone dove devono essere eseguite le giunzioni.

Nei normali terreni, tali nicchie possono essere anche realizzate dopo aver posato il tubo all'interno del cavo. Ciò non è però possibile in presenza di terreni in roccia da mina, nei quali o le nicchie andranno eseguite prima di calare i tubi nella fossa, valutando preventivamente l'esatta posizione dei giunti, o, in alternativa, occorre effettuare tutto lo scavo con una maggiore larghezza.

Il valore minimo del ricoprimento di terreno sull'estradosso del tubo deve essere tale da assicurare un sufficiente isolamento termico, per evitare durante il percorso eccessivi riscaldamenti dell'acqua, che deve giungere ai rubinetti di erogazione a temperatura non superiore a $15° \div 16°$ C.

Nei climi freddi il ricoprimento deve prevenire il pericolo che ghiacci l'acqua all'interno del tubo, anche nel caso che venga interrotto il servizio per lunghi periodi con temperature molto basse. Ai fini dell'isolamento termico, nei nostri climi risulta generalmente sufficiente un'altezza di ricoprimento di 1,0 m, come si vedrà nei paragrafi 7.5 e 7.5.3.

In presenza di sovraccarichi esterni, il ricoprimento deve avere un valore minimo atto a contenere le sollecitazioni sulla tubazione; su ciò si è ampiamente riferito nel capitolo 4.

Il valore del ricoprimento massimo è imposto da esigenze di natura statica, non potendosi superare determinate sollecitazioni nella tubazione, che dipendono dal tipo di materiale, dal diametro e dallo spessore del tubo, dalle modalità di posa e di rinterro, da eventuali carichi esterni ecc.

La profondità dello scavo risulta pari alla somma dello spessore del letto di posa, del diametro della tubazione e del ricoprimento sull'estradosso di questa. Naturalmente, compatibilmente con tutte le esigenze di varia natura, è opportuno, per motivi economici, prevedere profondità di posa minori possibili, sempre nel rispetto del valore del ricoprimento minimo.

Tale criterio è da applicare tanto più rigidamente quanto più costoso risulta lo scavo, per la presenza di roccia da mina o di terreni di scarsa consistenza che richiedono armature di sostegno della trincea; inoltre, la profondità di scavo ha effetti anche sui costi di riparazione e di manutenzione.

Per rendere possibile lo scarico a gravità nei vicini fossi delle acque di vuotamento della tubazione e per facilitare la posa in opera è opportuno realizzare il fondo dello scavo al di sopra del livello della falda superficiale, specie in presenza di tubazioni metalliche e principalmente d'acciaio, allo scopo di ridurre il rischio della corrosione; se così facendo non si rispetta in alcune zone il valore minimo del ricoprimento, nella fase di rinterro del cavo si realizza un piccolo rilevato al di sopra del piano di campagna.

Nel caso di trincee da eseguire in roccia da mina è necessario prevedere spessori del letto di sabbia di circa 0,30 m, quindi maggiori di quelli consueti, allo scopo di regolarizzare il fondo dello scavo, evitando così il pericolo che sporgenze rocciose possano danneggiare le tubazioni o il loro rivestimento.

Le deviazioni angolari si realizzano mediante i pezzi speciali (curve) che vengono fabbricati per i vari tipi di tubazioni. A volte, per motivi economici, la curva viene realizzata mediante una serie di piccole deviazioni angolari degli assi dei tronchi successivi di tubazione, ciascuna di valore pari a quello massimo consentito dal tipo di giunto. Quest'ultimo sistema non è però opportuno quando le deviazioni angolari successive necessarie sono più di $5 \div 6$, in quanto si possono commettere degli errori non del tutto trascurabili nell'esecuzione piano-altimetrica del tracciato.

Spesso è necessario allargare o approfondire la trincea di scavo per contenere i blocchi di ancoraggio necessari ad assorbire le spinte che sorgono per effetto delle deviazioni angolari altimetriche e planimetriche, delle variazioni di diametro delle tubazioni, delle derivazioni in pressione, della presenza dei pezzi speciali ecc.

Per i lavori di posa in opera è necessario innanzi tutto picchettare il tracciato, rilevando topograficamente le quote del terreno fra i vertici successivi e preparando quindi delle tabelle di posa nelle quali vengono riportati tutti gli elementi utili per l'esecuzione dei lavori e in particolare le quote del terreno e dell'asse o del fondo della tubazione e la profondità dello scavo in corrispondenza dei picchetti e dei vertici, intendendo per vertice un punto in cui l'asse del tubo subisce una deviazione altimetrica o planimetrica.

Altri elementi utili da riportare nelle tabelle di posa sono le distanze parziali,

orizzontali e reali, tra i vertici e i picchetti successivi, le pendenze delle varie livellette, la posizione e le dimensioni dei blocchi di ancoraggio, dei pozzetti di sfiato, scarico o d'altro tipo e delle altre opere d'arte, la posizione e il tipo di curve e di tutti i pezzi speciali. Per rendere più agevole l'esecuzione dei lavori, si può prevedere una striscia di terreno di occupazione provvisoria più ampia di quella di espropriazione.

Durante l'esecuzione dell'opera occorrerà lasciare, ai margini della trincea di scavo, dei precisi riferimenti dei vertici e dei picchetti che sono stati asportati e occorrerà far si che le acque superficiali possano liberamente defluire. Prima di calare i vari tronchi di tubo, il fondo della fossa di scavo va regolarizzato e livellato mediante il letto di posa, in modo da assicurare alla tubazione un appoggio continuo; il fondo regolarizzato va quindi rilevato, per verificarne la rispondenza al progetto.

Per tutte le altre informazioni relative alla posa in opera, alla formazione dei giunti, al rinterro parziale e definitivo si rimanda al paragrafo 4.2, in cui è riportato quanto previsto dal DM. LL. PP. del 12.12.1985.

7.4.2 Prove in corso d'opera e di collaudo

Eseguiti i giunti, effettuato il rinterro parziale della tubazione e atteso il tempo di maturazione dei getti delle murature di ancoraggio, si può procedere a una prima prova idraulica di pressione interna.

I singoli tratti da provare hanno in genere una lunghezza di circa 500÷600 m, in modo da poterli tenere agevolmente sotto controllo durante la prova; il DM. LL. PP. 12.12.1985 fissa per la pressione di prova p_C un valore maggiore del 50% rispetto alla pressione di esercizio p_E (salvo maggiori valori indicati nel capitolato speciale d'appalto), con un valore minimo di $p_C = p_E + 2\,\mathrm{Kgf/cm^2}$.

Il tronco da provare viene isolato dal resto della tubazione mediante piatti di chiusura e dev'essere opportunamente bloccato alle estremità con sbadacchiature di contrasto provvisorie, per assorbire le spinte che nascono per effetto della pressione interna.

Si procede quindi a riempire lentamente la tubazione, in modo da favorire l'espulsione dell'aria dagli sfiati esistenti; quando la condotta è piena, si immette ancora acqua mediante un'apposita pompa a mano, fino a raggiungere la pressione di collaudo, il cui valore viene rilevato mediante un apposito manometro. In questa seconda fase la quantità d'acqua immessa non è dovuta solo alla comprimibilità del liquido e alla dilatazione trasversale della tubazione per effetto dell'aumento di pressione, ma anche, principalmente, all'eliminazione attraverso gli sfiati delle sacche d'aria che inevitabilmente restano nella condotta dopo la prima fase di riempimento.

La pressione di prova, una volta raggiunta, deve essere mantenuta per almeno 6 ore, nel corso delle quali vengono attentamente controllati tutti i giunti, in precedenza puliti, e viene verificata l'assenza di trasudazioni dai tubi, dovute a eventuali incrinature.

La prova viene ritenuta positiva se l'indicazione del manometro resta praticamente costante; nel caso si abbia invece un calo di pressione occorre procedere alla riparazione o al rifacimento dei giunti non a tenuta, alla sostituzione di eventuali tronchi di tubo rotti o difettosi e all'esecuzione di successive prove, fino a

raggiungere un risultato positivo.

Eseguita la prima prova idraulica, si procede al rinterro dei tratti di tubazione ancora scoperti e successivamente al rinterro definitivo, dopo il quale la prova idraulica dev'essere ripetuta con le stesse modalità della precedente, ma con una durata in genere più breve, trattandosi di una prova di controllo.

L'esito delle prove di tenuta alla pressione interna deve essere controllato e verbalizzato dal direttore dei lavori e la relativa documentazione consegnata al collaudatore, il quale ha la facoltà di richiedere la ripetizione di tutte o di parte delle prove stesse. Naturalmente le suddette prove consentono di controllare anche la tenuta dei pezzi speciali e di tutte le apparecchiature installate.

Con le operazioni di rinterro dello scavo vengono realizzate anche le opere trasverasali (muri o gabbionate) necessarie nei tratti a pendenza molto elevata per impedire che le acque piovane asportino parzialmente il terreno di riempimento che ha un grado di compattazione minore rispetto a quello circostante. Proprio per compensare successivi costipamenti è consigliabile lasciare il terreno di rinterro leggermente emergente sul piano di campagna.

Nei tratti in cui la fossa di scavo è molto profonda e per facilitare l'accesso alla tubazione per la manutenzione o le riparazioni si è effettuato un rinterro parziale e non fino al piano di campagna, si sistemeranno con la pendenza di stabilità le pareti delle trincee che restano aperte; si procederà poi all'inerbimento di tali trincee e del terreno di ricoprimento in generale, al ripristino di tutte le opere minori danneggiate durante i lavori (fossi di scolo, strade ecc.) e infine alla realizzazione delle opere di presidio del terreno circostante la tubazione di non sicura stabilità.

Si fa presente che le operazioni successive di scavo, posa in opera, prove idrauliche, rinterro dei cavi devono essere eseguite quanto più rapidamente possibile, in modo da ridurre al minimo il periodo in cui lo scavo resta aperto ed è soggetto a rischio di franamento; ciò può essere ottenuto effettuando e completando tutti i lavori per tronchi successivi.

7.4.3 Altri tipi di posa in opera

Per acquedotti di grande importanza la posa in opera in cunicolo viene a volte realizzata, per motivi di sicurezza igienica, nei tratti in cui la quota piezometrica è alta meno di 3÷4 m sul piano di campagna; si tratta perciò di una misura precauzionale, in quanto, perchè si possa verificare l'ingresso di acque esterne all'interno del tubo, dovrebbe venir meno la tenuta di qualche giunto e la pressione interna scendere al di sotto di quella delle acque esterne.

La situazione citata di basse quote piezometriche si verifica sempre per brevi tratti subito a valle delle vasche a pelo libero, quali opere di presa, serbatoi, vasche di carico, partitori a pelo libero ecc.; in questi casi, per la valutazione della quota piezometrica in condotta occorre fare riferimento al minimo livello liquido nelle vasche.

I cunicoli sono in muratura e devono essere sempre praticabili, anche se sono di breve lunghezza, per cui sono consigliabili un'altezza minima di 1,80 m e una larghezza minima di 1,60 m.

La posa della tubazione viene realizzata su selle d'appoggio in calcestruzzo, in modo che i giunti siano ben visibili. Per le tubazioni metalliche, e in particolare

per quelle d'acciaio, è consigliabile che l'appoggio sulla sella avvenga tramite lastre o guaine di materiale isolante (gomma, polipropilene ecc.), in modo da ottenere l'isolamento elettrico della tubazione (figura 7.7).

Fig. 7.7 Posa della tubazione in cunicolo.

La distanza tra gli appoggi va determinata in base a calcoli statici. Comunque, in presenza di giunti elastici, è opportuno che ciascun tronco di tubo poggi almeno alle due estremità; in questo modo si hanno appoggi sia a monte che a valle del giunto, evitando la possibiltà di cedimenti relativi dei due tronchi contigui.

Se i tratti sono a forte pendenza è necessario realizzare qualche appoggio fisso per evitare possibilità di scorrimento della tubazione; su tale argomento si ritornerà a proposito del dimensionamento dei blocchi di ancoraggio (capitolo 9).

I tratti in cunicolo sono in genere, come si è detto, di breve lunghezza, perciò i giunti di dilatazione non risultano strettamente necessari; tuttavia è sempre consigliabile prevederli, sia per evitare sforzi assiali sia pure leggeri, sia per poter correggere eventuali differenze tra le lunghezze effettive e quelle di progetto dei vari tratti e sia, infine, per consentire lo smontaggio dei vari tronchi in caso di riparazione. Le tubazioni cementizie di grande diametro spesso vengono posate all'interno dei cunicoli su una culla continua di calcestruzzo, dal momento che gli appoggi discontinui dovrebbero essere molto ravvicinati, dato il notevole peso delle tubazioni stesse.

Per i piccoli acquedotti la posa in cunicolo non viene quasi mai realizzata per motivi economici, anche quando ricorrono le condizioni in precedenza citate; in questi casi sono consigliabili periodiche verifiche della tenuta dei giunti e dell'integrità dei tubi, anche se le pressioni di esercizio estremamente limitate dovrebbero offrire sufficienti garanzie sulla conservazione della tenuta nel tempo.

La posa delle tubazioni in galleria non differisce sostanzialmente da quella in cunicolo, a parte le pendenze, che in galleria non raggiungono mai valori elevati, al contrario dei cunicoli che spesso vengono realizzati a forte pendenza proprio per ridurre il tratto di tubazione con bassa pressione. Anche le gallerie hanno dimensioni minime di $1{,}80 \times 1{,}60$ m, per esigenze di esecuzione oltre che per la

necessità di renderle praticabili.

La posa fuori terra delle tubazioni d'acquedotto è generalmente limitata agli attraversamenti aerei di corsi d'acqua o canali, sia che l'attraversamento venga realizzato mediante tubazioni autoportanti che a mezzo di apposite opere di sostegno, su cui vengono direttamente posate le tubazioni stesse; anche tale argomento sarà trattato più in dettaglio nel capitolo 8.

7.5 Il riscaldamento dell'acqua nelle tubazioni interrate

Il fenomeno del riscaldamento dell'acqua all'interno delle tubazioni dai punti di captazione fino ai punti di consegna è importante per stabilire la profondità minima di posa delle tubazioni stesse, necessaria per evitare che l'acqua possa raggiungere in determinati periodi temperature superiori o inferiori a limiti prefissati (in genere si ammettono temperature comprese tra 5 e 16° C, ma per particolari situazioni climatiche sono accettabili anche temperature di 20° C).

Il problema, che interessa anche per stabilire il ricoprimento minimo di terreno necessario per assicurare la coibentazione termica dei serbatoi e in generale delle vasche di accumulo dell'acqua per uso potabile, è stato affrontato per via analitica da Forccheimer, Fantoli, Alibrandi, Supino: di seguito si riportano le equazioni di base del fenomeno fisico e i risultati pratici di più semplice e immediata applicazione cui sono pervenuti i suddetti autori.

Per pervenire alla soluzione, il problema può essere scisso in due parti:
– determinazione del regime termico nel terreno alla profondità di posa della tubazione, una volta noto il regime termico alla superficie del suolo;
– determinazione delle variazioni di temperatura dell'acqua all'interno della tubazione per effetto della trasmissione del calore da parte del terreno circostante.

7.5.1 Regime termico nel terreno al variare della profondità

Considerando il terreno su cui è posata la tubazione e quello del successivo rinterro come un mezzo indefinito omogeneo e isotropo, per determinare il regime termico al variare della profondità si può applicare la seguente equazione di Fourier, relativa alla variazione di temperatura T nello spazio e nel tempo per effetto della trasmissione di calore per conduzione nel mezzo:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a\left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}\right) = a\,\Delta_2\,T \tag{7.1}$$

essendo:
t [s] = tempo riferito a un istante assunto come iniziale;
x, y, z [m] = coordinate cartesiane del punto generico rispetto a un sistema di riferimento opportunamente scelto;
T [°C] = temperatura rispetto a uno zero convenzionale;
a [$\mathrm{m^2\,s^{-1}}$] = coefficiente di diffusività del mezzo, pari al rapporto tra il coefficiente di conduttività del mezzo K [$\mathrm{Kcal\ m^{-1}\ {}^\circ C^{-1}\ s^{-1}}$] e il calore specifico di volume del mezzo stesso c [$\mathrm{Kcal\ m^{-3}\ {}^\circ C^{-1}}$];
Δ_2 = operatore di Laplace.

La superficie del suolo e tutti i piani a essa paralleli si possono considerare isotermici, per cui, nel caso generale di regime termico vario, se si assume come piano $x-y$ la superficie del suolo e come asse delle z la direzione normale a questo, orientata verso il basso, la (7.1) si semplifica nella:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a\,\frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \tag{7.2}$$

La (7.2) è stata integrata da Fourier nell'ipotesi che la temperatura T_0 nella superficie limite, rappresentata dal suolo ($z = 0$), vari con legge sinusoidale. Si può ammettere, in via di approssimazione, che la suddetta legge sia valida a rappresentare l'andamento sia della temperatura media giornaliera nell'arco dell'anno che della temperatura nell'arco di un dato giorno, per cui risulta:

$$T_0 = T_M + \frac{1}{2}\,\Delta T_0\, sen\,\omega\, t \tag{7.3}$$

con:
$\omega = \frac{2\pi}{\tau}$, essendo τ la durata del periodo nel quale si valutano le oscillazioni (in genere un anno o un giorno);
T_M = temperatura media in °C nel periodo τ considerato;
ΔT_0 = ampiezza dell'escursione di temperatura nel periodo τ in °C;
T_0 = temperatura in °C al generico istante t.

Con la posizione al contorno (7.3), l'integrazione della (7.2) fornisce per la temperatura T_z alla generica profondità z all'istante t:

$$T_z = T_M + \frac{1}{2}\,\Delta T_0\, e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\,\tau}}\,z}\, sen\left(\omega\, t - \sqrt{\frac{\pi}{a\,\tau}}\,z\right) \tag{7.4}$$

Dalla (7.4) si deduce quanto segue:
– alla profondità z la temperatura T_z oscilla con legge sinusoidale rispetto alla stessa temperatura media T_M che si ha alla superficie del suolo;
– il periodo dell'oscillazione è lo stesso di quello che si ha in superficie;
– l'ampiezza dell'oscillazione si smorza rapidamente con la profondità;
– l'ampiezza dell'oscillazione, a parità di profondità z, si smorza tanto più fortemente quanto minore è il periodo τ dell'oscillazione stessa;
– l'oscillazione di temperatura alla profondità z presenta, rispetto a quella in superficie, un ritardo di fase pari a $\sqrt{\frac{\pi}{a\,\tau}}\,z$, che aumenta all'aumentare di z e che è tanto maggiore quanto minore è τ.

Quanto sopra esposto risulta estremamente utile ai fini delle assunzioni da fare per il calcolo delle variazioni termiche dell'acqua nelle tubazioni interrate. A tale scopo si riportano alcuni esempi numerici tratti dagli studi di Fantoli per la regione pugliese:
temperatura media annua $T_M = 16°$C;
massima temperatura media mensile = 26°C;
minima temperatura media mensile = 6°C;
ampiezza dell'oscillazione termica annua $\Delta T_0 = 20°$C;
periodo dell'oscillazione $\tau = 365 \cdot 86\,400\, s$;

Le caratteristiche termiche assunte per il terreno sono:
$K = 0{,}0005$ Kcal m^{-1} °C^{-1} s^{-1}; $c = 500$ Kcal m^{-3} °C^{-1};
$a = \frac{K}{c} = 10^{-6}$ m^2 s^{-1}.

Dalla (7.4) si ottengono quindi, per le varie profondità z, i valori del coefficiente di smorzamento dell'ampiezza delle oscillazioni $e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\tau}}z}$ delle ampiezze di oscillazione e dei ritardi di fase riportati nella tabella 7.1.

Per le oscillazioni diurne di temperatura, assumendo un'escursione in superficie ancora di 20°C e considerando un periodo $\tau = 86\,400$ s, si ottengono invece, in funzione della profondità, i coefficienti di smorzamento e le ampiezze delle oscillazioni riporate nella stessa tabella 7.1. Si osserva immediatamente che alla profondità di posa delle tubazioni le oscillazioni termiche diurne sono del tutto trascurabili – anche assumendo escursioni termiche in superficie molto elevate – per cui di esse non occorre tener conto ai fini del fenomeno in esame. Un'ulteriore importante considerazione verrà fatta nel seguito.

Tab. 7.1 Valori del coefficiente di smorzamento dell'ampiezza delle oscillazioni termiche, dell'ampiezza delle osclillazioni e dei ritardi di fase in funzione della profondità del terreno, per un coefficiente di diffusività del mezzo $a = 10^6$ m s^{-1}

	Grandezze annue			Grandezze giornaliere		
z(m)	$e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\tau}}z}$	ΔT_z	$\sqrt{\frac{\pi}{a\tau}}z$ (radianti)	$e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\tau}}z}$	ΔT_z	$\sqrt{\frac{\pi}{a\tau}}z$ (radianti)
0,20	0,939	18,8	0,0631	0,299	5,9	1,2060
0,50	0,854	17,1	0,1578	0,049	1,0	3,0150
0,70	0,802	16,0	0,2209	0,0147	0,3	4,221
1,00	0,729	14,6	0,3156	0,0024	0,05	6,030
1,50	0,623	12,4	0,4734			
2,00	0,532	10,6	0,6312			
2,50	0,454	9,1	0,7891			
3,00	0,388	7,7	0,9469			
4,00	0,283	5,6	1,2625			
5,00	0,206	4,1	1,5781			
7,00	0,110	2,2	2,2094			
10,00	0,042	0,9	3,1562			
15,00	0,0088	0,17	4,7344			

7.5.2 Scambio termico tra l'acqua contenuta nella tubazione e il terreno circostante

Il fenomeno dello scambio termico tra l'acqua all'interno della tubazione e il terreno circostante è regolato dalla seguente equazione, dovuta ancora a Fourier:

$$d\Phi = -K\frac{\partial T}{\partial n}\,dS \tag{7.5}$$

essendo:

Φ [Kcal s^{-1}] = flusso termico, pari alla quantità di calore trasmesso nell'unità di tempo attraverso la superficie infinitesima dS, perpendicolare alla direzione n del gradiente termico, orientato nel senso delle temperature T crescenti; il coefficiente K è stato definito in precedenza.

Poiché, qualsiasi sia la lunghezza della tubazione, l'acqua la percorre in un periodo di tempo che è sempre estremamente piccolo rispetto al periodo delle oscillazioni termiche alla profondità di posa che devono essere prese in considerazione (periodo che, come si è visto, è di un anno, essendo del tutto trascurabili le oscillazioni termiche giornaliere anche a piccole profondità), si può considerare costante la temperatura del terreno intorno alla tubazione durante il suddetto tempo di percorrenza dell'acqua e quindi trattare il moto termico come permanente.

Con questa semplificazione e altre, per le quali si rimanda alle memorie originarie, assumendo valori della temperatura del suolo intorno al tubo pari a quelli estremi che possono verificarsi a quella data profondità, è possibile determinare con la (7.5) il flusso termico trasmesso attraverso la superficie infinitesima dS della tubazione, in funzione della differenza di temperatura tra l'acqua e il terreno circostante. Tale flusso, se è diretto dal terreno verso l'interno della tubazione, produce un riscaldamento dell'acqua lungo il suo percorso; man mano che tale riscaldamento si verifica, diminuisce il salto di temperatura tra terreno e acqua e quindi anche il flusso termico.

Per le tubazioni metalliche, dato il loro piccolo spessore, si può trascurare l'abbassamento di temperatura nel passaggio tra la superficie esterna e quella interna e dalla (7.5) Forcheimer è pervenuto alla seguente relazione:

$$\frac{T_z - T_A}{T_z - T_B} = e^{\frac{2\pi K L}{Q c_A f}} \tag{7.6}$$

in cui T_z è la temperatura del terreno alla profondità z di posa, per la quale si può assumere quella corrispondente all'asse della tubazione, Q la portata e L la lunghezza della tubazione, T_A e T_B le temperature dell'acqua alle due estremità della tubazione stessa, K il coefficiente di conduttività termica del terreno, c_A il calore specifico volumetrico dell'acqua (c_A = 1000 Kcal m^{-3} °C^{-1}) e f è una costante che vale:

$$f = ln\left[\frac{z}{R} + \sqrt{\left(\frac{z}{R}\right)^2 - 1}\right] \tag{7.7}$$

con R = raggio della tubazione.

La (7.6) consente di risolvere i problemi di verifica; introducendo in essa la massima temperatura T_z del terreno alla profondità di posa, è possibile determinare la temperatura T_B dell'acqua nel punto di arrivo in funzione di quella T_A nel punto di partenza, una volta noti il raggio R della tubazione, la portata liquida Q e il coefficiente K del terreno.

Supino ha dimostrato che la (7.6) può dar luogo in alcuni casi a errori non del tutto trascurabili e, sempre per tubazioni metalliche, è pervenuto alla:

$$\frac{T_M + \frac{f}{f'}\,\frac{1}{2}\,\Delta T_0\, e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\,\tau}}\,z} - T_A}{T_M + \frac{f}{f'}\,\frac{1}{2}\,\Delta T_0\, e^{-\sqrt{\frac{\pi}{a\,\tau}}\,z} - T_B} = e^{\frac{2\,\pi\,K\,L}{Q\,c_A\,f}} \tag{7.8}$$

essendo il significato dei simboli di tutte le grandezze quello già chiarito in precedenza (il periodo τ si riferisce, ovviamente, alle oscillazioni termiche annuali, perciò $\tau = 86\,400 \cdot 365$ s), mentre la costante f' vale:

$$f' = \sqrt{\frac{\pi^2}{16} + \left(ln\,0,89\sqrt{\frac{2\,\pi\,c}{k\,\tau}}\,R\right)^2} \tag{7.9}$$

nella quale c è il calore specifico di volume del mezzo.

Confrontando la (7.6) e (7.8), si vede che esse sono coincidenti per $f = f'$; la (7.8) di Supino risulta valida per $f \geq f'$ (come normalmente si verifica), mentre se è $f < f'$ occorre applicare la (7.6).

Un esempio numerico serve a chiarire l'applicazione delle formule sopra riportate.

Esemplificazione numerica

Si abbiano i seguenti dati:
$Q = 0{,}150$ m^3/s, $R = 0{,}20$ m, $T_M = 16°$C, $\Delta T_0 = 20°$C, $L = 50\,000$ m, $K = 0{,}0005$ Kcal m^{-1} °C^{-1} s^{-1}, $T_A = 10°$C, $z = 1{,}50$ m (profondità di posa media, riferita all'asse del tubo); $c = 500$ Kcal m^{-3} °C. Risulta:
$f = 2{,}7036$, $e^{\frac{2\,\pi\,K\,L}{Q\,c_A\,f}} = 1{,}4730$; dalla (7.4) o dalla tabella 7.1 si deduce che l'oscillazione termica alla profondità $z = 1{,}50$ m è $\Delta T_z = 12{,}4$ °C, per cui la massima temperatura $T_z = 16 + 12{,}4/2 = 22{,}2$ °C; si ha perciò: $T_z - T_A = 12{,}2$ °C e dalla (7.6) si ricava quindi che $T_z - T_B = 8{,}3$ °C, per cui $T_B = 13{,}9$ °C.

In questo caso, pur essendo in presenza di una tubazione metallica abbastanza lunga e di un coefficiente K abbastanza elevato, la profondità media di posa di 1,50 m sarebbe largamente sufficiente a contenere entro limiti accettabili la temperatura dell'acqua al punto di arrivo. A tale profondità corrisponde un ricoprimento medio sull'estradosso del tubo di 1,30 m, certamente conseguibile fissando un valore minimo del ricoprimento stesso di 1,0 m.

Applicando le formule (7.8) e (7.9) di Supino risulta:
$f' = 2{,}6517$, $f/f' = 0{,}981$, essendo f/f' molto prossimo a 1, i risultati cui in questo caso conducono la (7.6) e la (7.8) sono praticamente coincidenti.

7.5.3 Tubazioni con bassa conduttività termica ed elevato spessore

È questo il caso delle tubazioni cementizie e plastiche, che associano a spessori più elevati rispetto a quelli delle tubazioni metalliche anche basse conduttività termiche del materiale, per cui la caduta di temperatura tra la superficie esterna e quella interna della tubazione non è più trascurabile.

In questo caso Supino è pervenuto alla seguente formula sufficientemente approssimata:

$$\frac{T_z - T_A}{T_z - T_B} = e^{\frac{2\,\pi\,K\,L}{Q\,c_A\,f''}} \tag{7.10}$$

che è formalmente identica alla (7.6) solo che nell'esponenziale al 2° membro compare, anziché il coefficiente f, il coefficiente f'' dato dalla:

$$f'' = \frac{K}{K_M} ln\left(1 + \frac{s}{R}\right) + ln\left(\frac{z}{R+s} + \sqrt{\left(\frac{z}{R+s}\right)^2 - 1}\right) \tag{7.11}$$

nella quale s è lo spessore della tubazione in m e K_M [Kcal°C^{-1} m^{-1} s^{-1}] il coefficiente di conduttività termica del materiale costituente la tubazione.

Per l'applicazione delle (7.6), (7.8) e (7.10), nella tabella 7.2 sono riportati i valori di K relativi ad alcuni tipi di terreno e di K_M per i materiali costituenti le tubazioni.

Tab. 7.2 Valori del coefficiente di conduttività termica per alcuni tipi di terreno e alcuni materiali delle tubazioni

Tipi di terreno	K Kcal·^{0}C^{-1} · m^{-1} · s^{-1}
Calcari	0,0006
sabbiosi asciutti	0,00007
sabbiosi col 5% di umidità	0,0003
sabbiosi col 20% di umidità	0,0007
granitici	0,0008
Arenarie	0,0003
Acciaio	0,012
Ghisa	0,011
Calcestruzzo	0,00025
Cemento Amianto	0,00016
P.V.C. rigido	0,000036
Polipropilene	0,000053
Polietilene a bassa densità	0,83-0,97 10^{-4}
Polietilene ad alta densità	0,00013

Per valutare l'effetto di isolamento termico dovuto alla tubazione si determina la temperatura all'estremo B di una tubazione di cemento amianto e di una tubazione di PVC della lunghezza di 50 km nell'ipotesi che tutte le grandezze in gioco siano le stesse di quelle in precedenza considerate per la tubazione in acciaio.

Per la tubazione di cemento amianto si considera uno spessore di 45 mm (classe PN 15) e per quella di PVC di 11,7 mm (classe PN 4 del PVC 100). Risulta allora:

tubazione di cemento amianto

$f'' = 3{,}132$, $T_z - T_B = 8{,}7°\text{C}$, $T_B = 13{,}5°\text{C}$;

tubazione di PVC

$f'' = 3{,}436$, $T_z - T_B = 9{,}0°\text{C}$, $T_B = 13{,}2°\text{C}$.

Come si vede, nell'esempio considerato, l'acqua si riscalderebbe di 3,9°C nella

tubazione di acciaio, di 3,5°C in quella di cemento amianto e di 3,2°C in quella di PVC.

In conclusione, quindi, se la temperatura dell'acqua all'opera di presa è abbastanza bassa, per impedire eccessivi riscaldamenti è sufficiente fissare, anche per tubazioni molto lunghe, un ricoprimento minimo di terreno sull'estradosso del tubo di 1,0 m, qualsiasi sia il materiale della tubazione stessa (il ricoprimento medio risulta ovviamente maggiore).

Dall'esempio sopra riportato si nota poi che l'effetto di isolamento dovuto al materiale non è in genere grande; tuttavia esso potrebbe giocare un ruolo non trascurabile in alcune situazioni, come per esempio nei tratti (sia pure di breve lunghezza) in cui la tubazione corre a cielo aperto. In tali tratti è peraltro consigliabile isolare termicamente la tubazione, specie quando questa è metallica.

Problemi di riscaldamento nelle tubazioni possono verificarsi nel caso di captazione di acque superficiali, che presentino già all'origine temperature abbastanza elevate. In questi casi è opportuno ammettere temperature dell'acqua al punto di consegna un po' maggiori (fino a 20°C), piuttosto che cercare di limitare il riscaldamento con profondità di posa molto elevate, che risulterebbero poco economiche.

Bibliografia

Alibrandi P., "Teoria dei movimenti di temperature sulle condotte d'acqua", in *Annali della Società Ingegneri e Architetti Italiani*, 1898.

Arredi F., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1982.

Fantoli G., "Memoria complementare e riassuntiva sulla questione dei limiti per la protezione termica delle condotte", in *Monografie di acquedotti d'Italia e dell'estero rispetto alle profondità delle condotte e al riscaldamento*, Milano 1912.

Fantoli G., "Questioni termiche relative alle tubazioni metalliche e di cemento dell'acquedotto pugliese", Genova 1910 e Politecnico di Milano 1912.

Frega G., *Lezioni di acquedotti e fognature*, Ed. Liguori, Napoli 1984, 2ª edizione.

Ippolito G., (edizione aggiornata a cura di G. De Martino), *Appunti di Costruzioni Idrauliche*, Liguori, Napoli 1993

Marchetti M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, Tamburini, Milano 1947.

Ruggiero C., *Costruzioni Idrauliche*, Pellegrini, Pisa 1955, 4ª edizione.

Supino G., *Il riscaldamento dell'acqua nelle condotte*, Società Tipografica già Compositori, Bologna 1931.

8

LE OPERE D'ARTE DEGLI ACQUEDOTTI

8.1 Premesse

I manufatti e le opere d'arte più importanti degli acquedotti sono costituiti dalle opere di presa, dagli impianti di sollevamento, dai serbatoi, dalle vasche di carico e di compenso, dalle torri piezometriche, dalle gallerie e dai manufatti di attraversamento di vario tipo. In questo capitolo vengono trattati solo questi ultimi; tutti gli altri sono infatti già stati illustrati o verranno illustrati nel seguito.

8.2 Gli attraversamenti

Gli attraversamenti sono dei manufatti abbastanza frequenti negli acquedotti, che a volte rivestono una grande importanza in virtù delle loro caratteristiche strutturali e del costo che può risultare notevole.

I tipi di attraversamento sono molti, per cui in alcuni casi si presenta il problema della scelta di quello più conveniente. In questa sede si fornisce una descrizione degli attraversamenti, distinguendoli in base alla tipologia, senza però affrontare i problemi di natura statica, per i quali si rimanda ad altre discipline.

A seconda di ciò che viene attraversato, gli attraversamenti possono essere classificati in:

- attraversamenti di corsi d'acqua e canali;
- attraversamenti di strade;
- attraversamenti di ferrovie;
- attraversamenti di terreni franosi e paludosi.

Questa classificazione non è solo formale, in quanto le tipologie degli attraversamenti e le loro caratteristiche costruttive dipendono da essa.

8.3 Attraversamenti di corsi d'acqua e canali in genere

Questi attraversamenti si distinguono in subacquei e aerei. La scelta tra i due tipi dipende da fattori di natura economica e dalle caratteristiche del corso d'acqua interessato, quali la larghezza della sezione trasversale, il livello di massima piena e la stabilità del fondo dell'alveo.

8.3.1 Attraversamenti subacquei

Nel caso di piccoli canali o di rii che in alcuni periodi hanno una portata nulla o trascurabile, l'attraversamento subalveo è sempre preferibile, non presentando al-

cuna difficoltà di esecuzione, per la possibilità di poter effettuare lo scavo all'asciutto.

L'attraversamento subacqueo può risultare economicamente conveniente anche per canali o corsi d'acqua di limitata importanza e con portate di magra molto piccole, la cui deviazione non crea particolari problemi.

È da aver presente che gli attraversamenti subacquei hanno comunque l'inconveniente che gli interventi di riparazione o di sostituzione del tubo presentano delle difficoltà. Proprio per tale motivo, a volte l'attraversamento subacqueo viene realizzato mediante due tubazioni in parallelo opportunamente distanziate fra loro in modo da poter sempre assicurare il servizio; a monte e a valle dell'attraversamento si realizzano due pozzetti, collegando le due tubazioni dell'attraversamento con l'unica tubazione in arrivo e in partenza.

Gli attraversamenti subacquei possono distinguersi nei seguenti tipi:
– attraversamenti al di sotto del fondo dell'alveo;
– attraversamenti con posa sul fondo dell'alveo;
– attraversamenti in cunicoli ricavati all'interno di briglie appositamente realizzate.

L'attraversamento al di sotto del fondo dell'alveo viene realizzato, previa deviazione provvisoria del corso d'acqua, con le stesse tecniche di posa delle condotte interrate. Alle estremità dell'attraversamento vengono costruiti due pozzetti, assegnando alla tubazione una certa pendenza per permettere il vuotamento mediante lo scarico che viene realizzato nel pozzetto più depresso; a volte si inserisce una saracinesca di intercettazione nell'altro pozzetto, in modo da poter vuotare solo l'attraversamento e non anche tutto il tronco di tubazione contiguo, fino al vertice elevato successivo del profilo longitudinale.

La profondità di posa negli attraversamenti subalvei deve essere maggiore di quella consueta, per impedire scalzamenti della tubazione in caso di abbassamento del fondo dell'alveo in seguito a fenomeni erosivi. Spesso perciò occorrono profondità di posa molto elevate, a meno che non si realizzino subito a valle dell'attraversamento delle opere di stabilizzazione del fondo dell'alveo, come per esempio delle soglie in muratura, possibilmente un po' emergenti sul fondo stesso.

Per evitare profondità di posa elevate risulta preferibile dare un'adeguata protezione alla tubazione, cosa che può essere fatta in vari modi.

Un primo tipo di protezione viene realizzato racchiudendo la tubazione all'interno di un getto di calcestruzzo, che, tra l'altro, serve anche da zavorra, per impedire la possibilità di galleggiamento della tubazione stessa quando è vuota.

Un altro intervento di protezione consiste nel vincolare la tubazione mediante blocchi di ancoraggio profondamente fondati; questa soluzione non evita però il diretto contatto della tubazione con le acque del corso d'acqua nel caso di erosioni dell'alveo.

Altri sistemi di protezione, più costosi ma preferibili, consistono nel posare la tubazione all'interno di un tubo guaina (figura 8.1) o di un cunicolo non praticabile (figura 8.2) o praticabile (figura 8.3).

La soluzione con tubo guaina risulta efficace quando la tubazione portante viene realizzata con giunti smontabili, distanziati in misura tale da permettere, in relazione alle dimensioni dei pozzetti, lo sfilamento dei tronchi successivi di tubo

in caso di rotture o di perdite d'acqua. È consigliabile proteggere il tubo guaina, almeno nella parte superiore, mediante un ricoprimento in calcestruzzo.

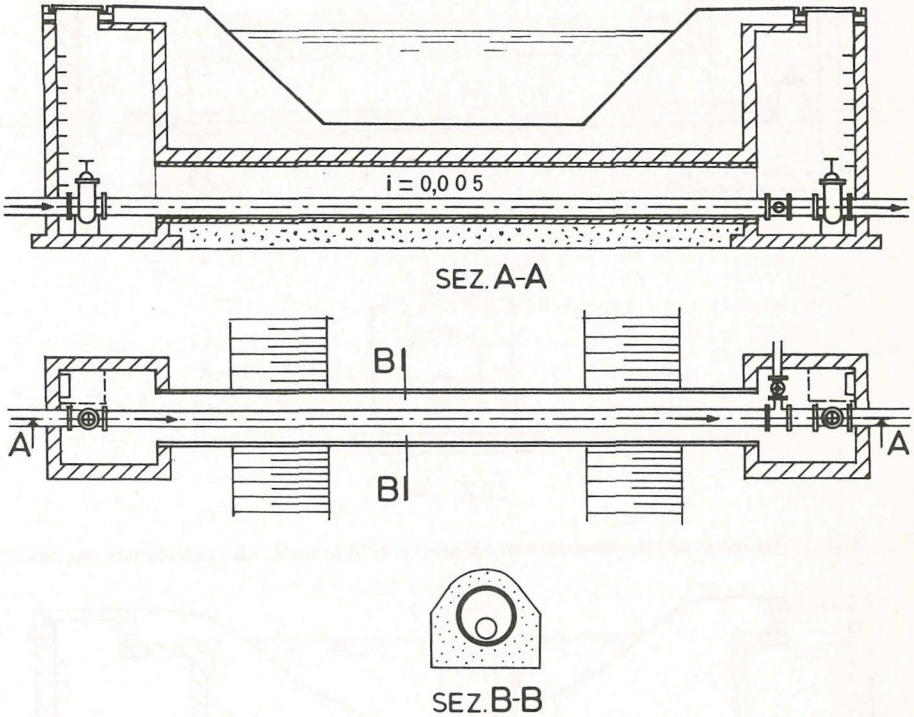


Fig. 8.1 Attraversamento subalveo con tubazione posta all'interno di un tubo-guaina.

L'attraversamento subalveo in cunicolo non praticabile (figura 8.2) differisce da quello con tubo guaina solo per la maggior sicurezza di stabilità offerta dal cunicolo. L'attraversamento mediante cunicolo praticabile (figura 8.3) risulta, ovviamente, molto più oneroso e trova giustificazione solo per tubazioni di grande diametro. La condotta viene posata sul fondo del cunicolo, accostata a una delle pareti, in modo da lasciare libero uno spazio praticabile. Il cunicolo, a sezione rettangolare o munito di volta superiore, deve essere assolutamente impermeabile per impedire l'ingresso d'acqua dall'esterno. Il costo di questa soluzione è però tale da renderla molto spesso non conveniente rispetto a quella dell'attraversamento aereo.

L'attraversamento con tubazione posata sul fondo dell'alveo può risultare conveniente nel caso di canali o di corsi d'acqua di notevole larghezza e molto regolari, con fondo sufficientemente stabile e senza trasporto solido per trascinamento.

Per assicurare la stabilità, vengono preventivamente infissi dei pali sporgenti sul fondo in una sezione subito a valle dell'attraversamento, pali contro cui viene

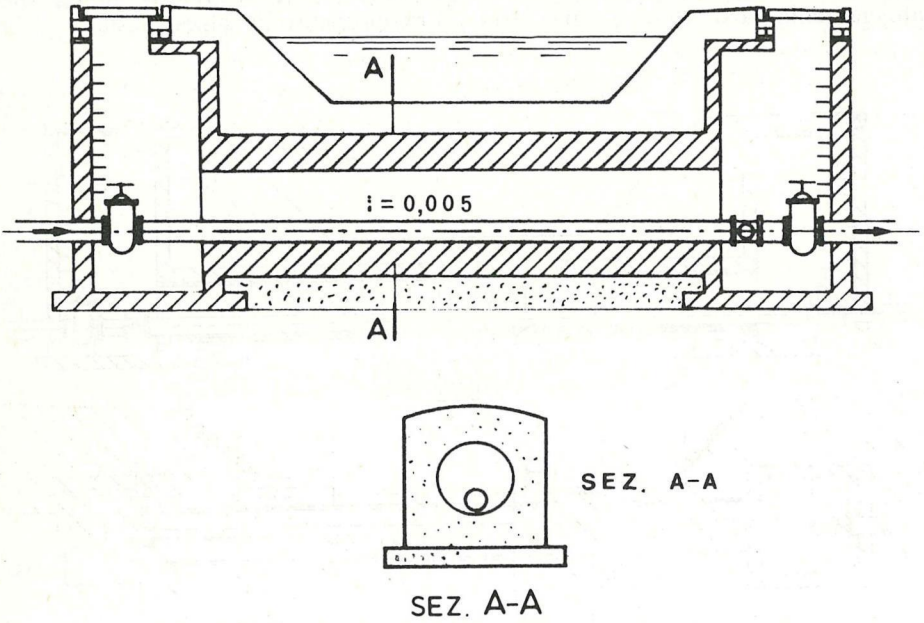


Fig. 8.2 Attraversamento subalveo con tubazione all'interno di un cunicolo non praticabile.

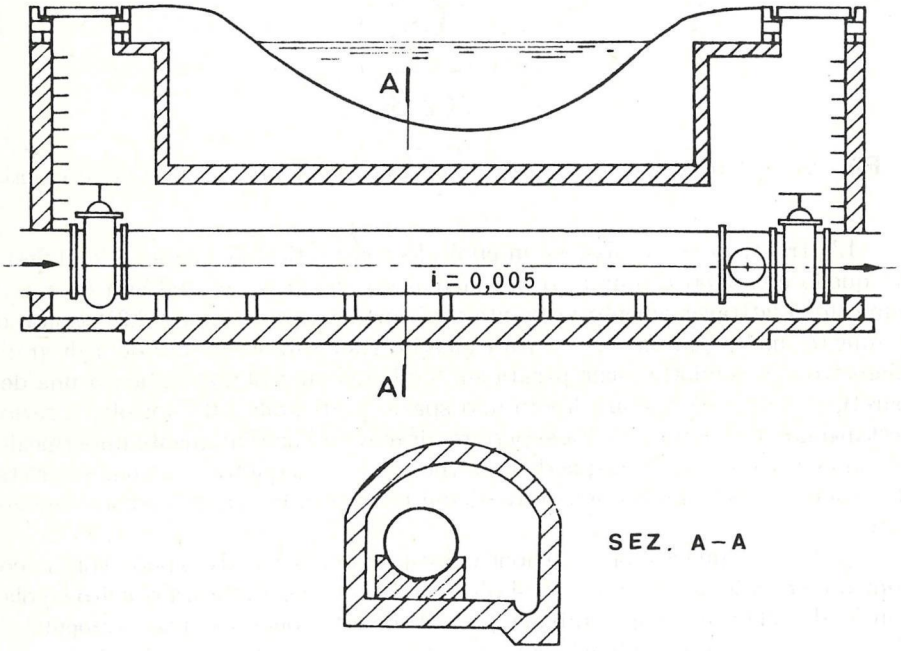


Fig. 8.3 Attraversamento subalveo con tubazione all'interno di un cunicolo praticabile.

adagiata la tubazione, la quale viene in genere provvista di un rivestimento continuo in calcestruzzo o di blocchi d'ancoraggio opportunamente fondati, per ottenere sia un'adeguata protezione che una maggiore garanzia di stabilità.

Il terzo tipo di attraversamento subacqueo, che è conveniente realizzare solo per corsi d'acqua di una certa importanza, è quello mediante briglia munita di cunicolo (figura 8.4). Tale soluzione presenta il vantaggio di non presentare problemi nei riguardi della stabilità della tubazione, ma può essere realizzata solo se il manufatto portante è compatibile con le caratteristiche del corso d'acqua; in particolare va verificato che il profilo liquido di massima piena a monte, sia prima che dopo che si è verificato l'interramento a tergo della briglia, sia contenuto con adeguato franco entro le sommità arginali o di sponda.

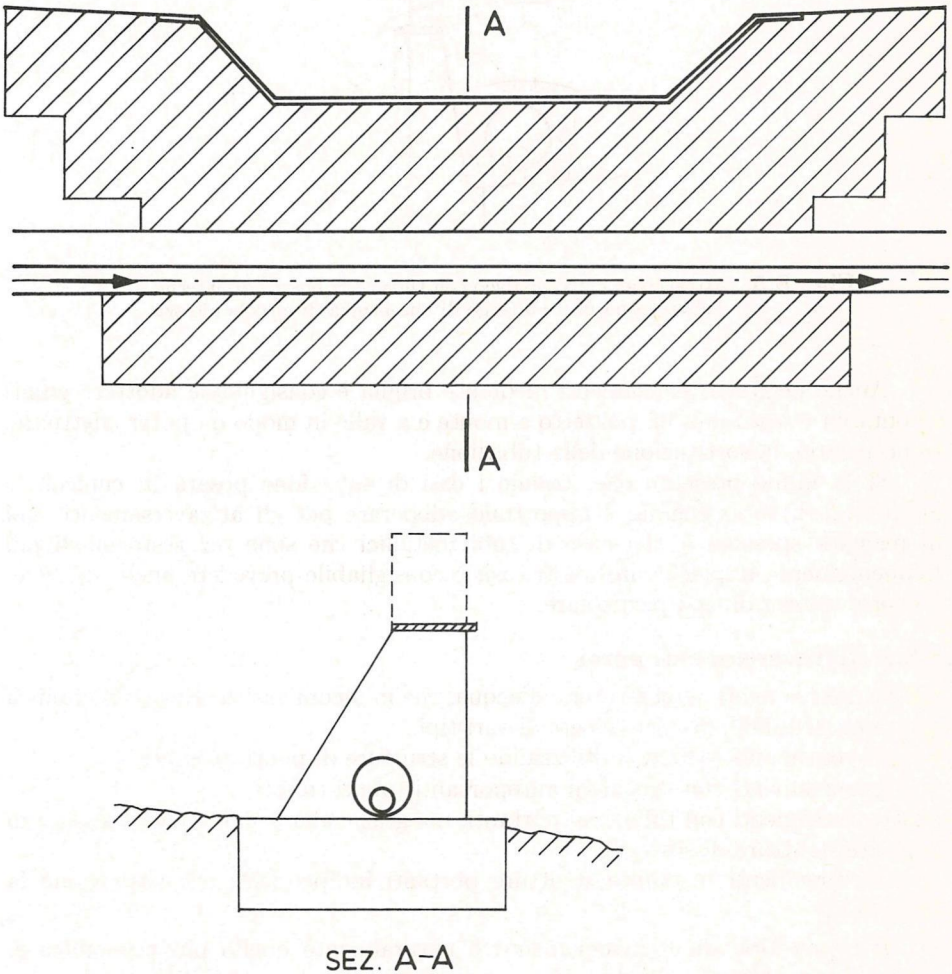


Fig. 8.4 Attraversamento subalveo mediante briglia con cunicolo.

Vanno poi previste opere di protezione dall'erosione a valle delle briglie, che, a seconda dei casi, possono consistere in un semplice rivestimento dell'alveo, in una gettata di massi di grosse dimensioni o nella realizzazione di bacini di dissipazione in scavo o in rilevato. La soluzione in esame risulta senz'altro conveniente nel caso di attraversamenti di torrenti, per la sistemazione dei quali sia necessaria la realizzazione di briglie, indipendentemente dall'attraversamento dell'acquedotto. Un'altra soluzione, adottata per alvei torrentizi di minor importanza, consiste nel posare la tubazione all'interno di un tubo guaina, protetto da un getto di calcestruzzo, a tergo di una briglia di piccola altezza, che difende l'alveo da fenomeni erosivi (figura 8.5).

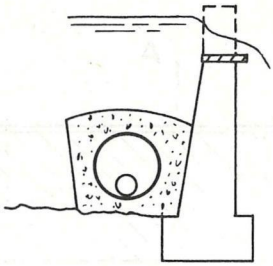


Fig. 8.5 Attraversamento subalveo con tubazione posata all'interno di un tubo-guaina posto a tergo di una briglia di piccola altezza.

Anche negli attraversamenti mediante briglia è consigliabile adottare giunti smontabili e realizzare un pozzetto a monte e a valle in modo da poter effettuare, se necessario, la sostituzione della tubazione.

Si fa infine presente che, tranne i casi di tubazione posata in cunicolo o all'interno di tubo guaina, è opportuno adoperare per gli attraversamenti tubi di maggior spessore e, nel caso di tubi metallici che sono del resto quelli più frequentemente impiegati in questi casi, è consigliabile prevedere anche dei rivestimenti esterni di tipo particolare.

8.3.2 Attraversamenti aerei

Gli attraversamenti aerei dei corsi d'acqua, che in alcuni casi costituiscono l'unica soluzione possibile, possono essere di vari tipi:
– attraversamenti realizzati utilizzando le strutture di ponti esistenti;
– attraversamenti con tubazioni autoportanti (ponti-tubo);
– attraversamenti con tubazioni portanti, ma grazie alla collaborazione statica di apposite strutture di sostegno;
– attraversamenti mediante strutture portanti indipendenti che sostengono la tubazione.

Il primo tipo di attraversamento è naturalmente quello più economico e, quando è possibile realizzarlo, viene sempre prescelto. La possibilità di tale soluzione è legata a due condizioni: che il ponte esistente sia vicino alla zona di at-

traversamento, per cui è possibile scegliere un tracciato dell'acquedotto che ne preveda l'utilizzazione; che il tubo abbia dimensioni tali da essere possibile la sua sistemazione sul ponte.

La soluzione preferibile è quella di collocare la tubazione sotto il piano stradale o, preferibilmente, sotto il marciapiede o la banchina, all'interno di un apposito cassonetto, munito superirmente di chiusini abbastanza ravvicinati, in modo che sia possibile ispezionare il tubo stesso ed effettuare gli interventi di manutenzione e riparazione, senza toccare la struttura del ponte; inoltre, eventuali perdite d'acqua, che potrebbero danneggiare la suddetta struttura, possono essere in questo modo rilevate tempestivamente.

Quando la soluzione descritta non è possibile per motivi di spazio, la tubazione può essere collocata lateralmente o al di sotto della struttura portante, collegandola a questa mediante opportune mensole di sostegno o grappe metalliche (figura 8.6); in questo caso è opportuno prevedere la protezione termica della tubazione.

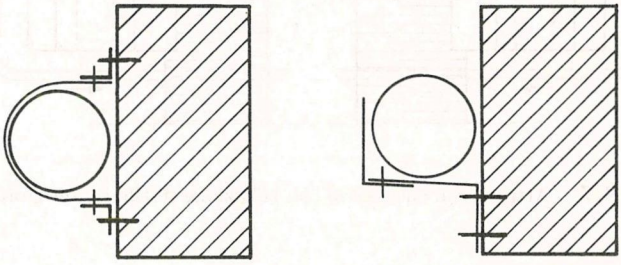


Fig. 8.6 Attraversamenti aerei con tubazioni ancorate alle strutture portanti di ponti esistenti.

Nel caso di posa della tubazione su ponti metallici, soggetti a non trascurabili deformazioni per effetto dei carichi esterni, è opportuno prevedere delle giunzioni di tipo elastico, che possano sopportare senza danni le suddette deformazioni.

Gli attraversamenti con tubazioni completamente autoportanti (ponti-tubo) o munite di apposite strutture di sostegno sono possibili solo per le condotte in acciaio di diametro non inferiore a 200 mm.

Le tubazioni autoportanti rettilinee, senza alcun sostegno intermedio, vengono generalmente impiegate fino a luci nette di 10÷15 m, anche se non mancano esempi di realizzazione anche per luci di oltre 30 m. La tubazione viene appoggiata o più frequentemente incastrata alle estremità in appositi blocchi di calcestruzzo (figura 8.7) e deve avere spessore tale da resistere alle sollecitazioni flessionali; va inoltre effettuata la verifica all'instabilità elastica nel piano di flessione e all'instabilità elastica trasversale.

È consigliabile, per luci non modestissime, dotare la tubazione di corniere di irrigidimento in mezzeria, in prossimità degli appoggi e degli incastri, che sono le zone più sollecitate. Per eliminare o ridurre gli sforzi assiali dovuti alle variazioni termiche, per luci di una certa entità è opportuno inserire un giunto di dilatazione

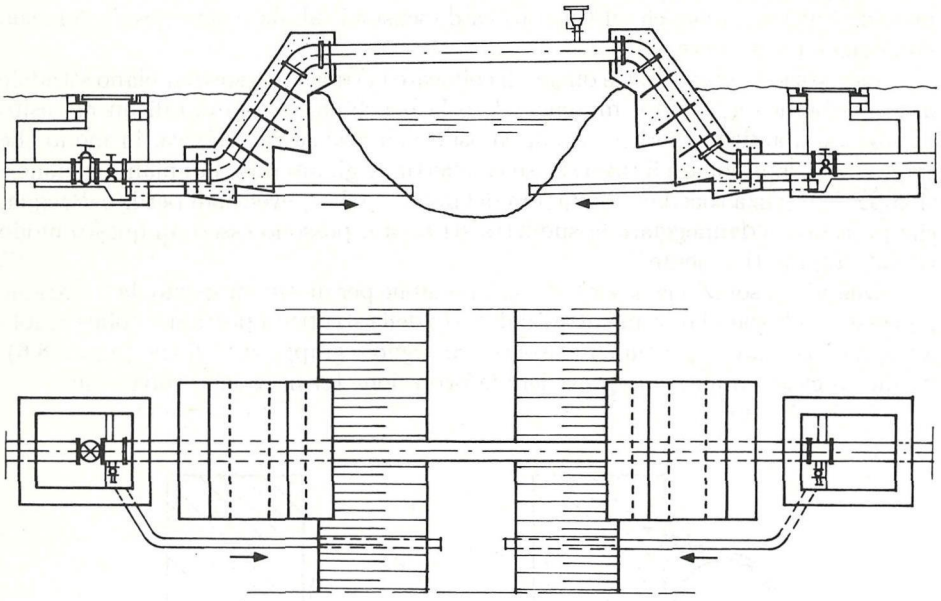


Fig. 8.7 Attraversamento aereo con tubazione rettilinea autoportante.

nei pressi di una delle estremità dell'attraversamento.

Per motivi statici e soprattutto per evitare qualsiasi possibilità di recare danni ai giunti, che sono saldati e quindi di tipo rigido, si richiede, di norma, che la freccia della tubazione non superi 1/1000 della luce; per ponti tubo a più campate, che verranno esaminati in seguito, tale limitazione vale per la freccia di ciascuna campata, che non deve superare 1/1000 della luce della campata stessa. Per proteggere il rivestimento e prevenire manomissioni della tubazione d'acquedotto, questa viene a volte munita di tubo guaina, sempre in acciaio, che ha anche la funzione di ridurre le variazioni termiche dell'acqua.

Quando le luci sono tali da non poter essere superate con la semplice tubazione autoportante rettilinea, si adottano soluzioni diverse, quali quella della tubazione autoportante ad arco, della tubazione autoportante rettilinea ma con pile di sostegno intermedie o della tubazione autoportante opportunamente irrigidita o munita di apposite strutture di sostegno.

Con l'arco autoportante si raggiungono luci di 40÷50 m (figura 8.8); quando la tubazione da sola non è atta a resistere, la si può dotare di catena (figura 8.9). Se la tubazione ad arco autoportante ha una snellezza troppo elevata o da sola non offre sufficienti garanzie di resistenza all'azione combinata delle forze verticali e di quelle trasversali dovute al vento, si può ricorrere alla soluzione dell'arco formato da due tubazioni collegate, che presentano un'adeguata rigidità trasversale (figura 8.10).

Per le tubazioni autoportanti rettilinee si può avere un semplice irrigidimento

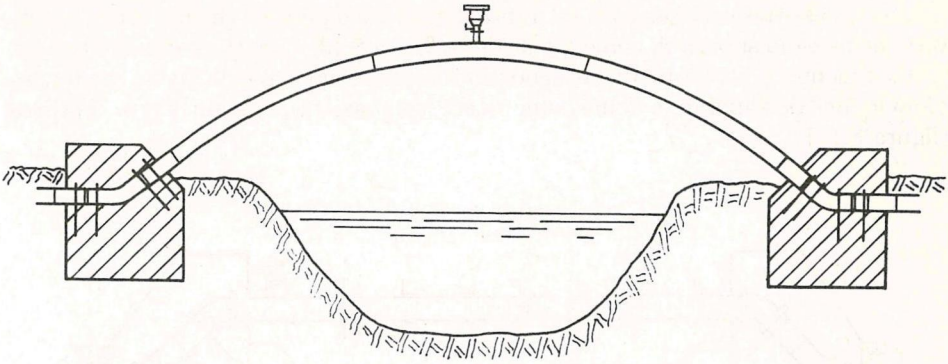


Fig. 8.8 Attraversamento aereo con tubazione ad arco autoportante.

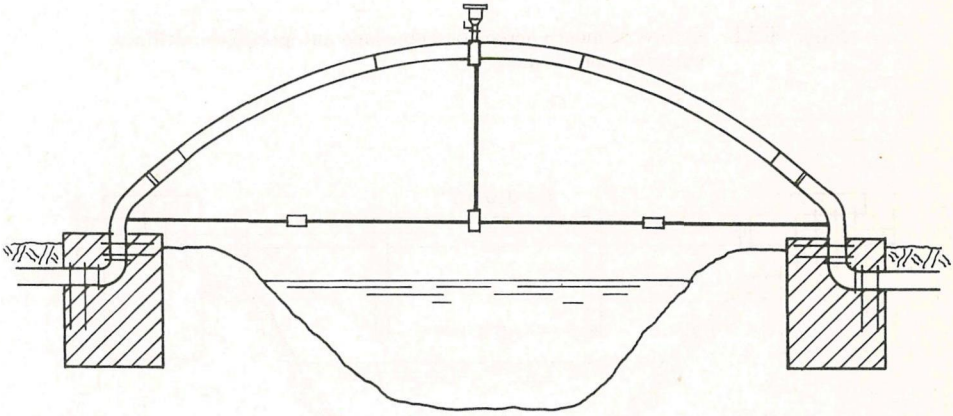


Fig. 8.9 Attraversamento aereo con tubazione ad arco autoportante con catena.

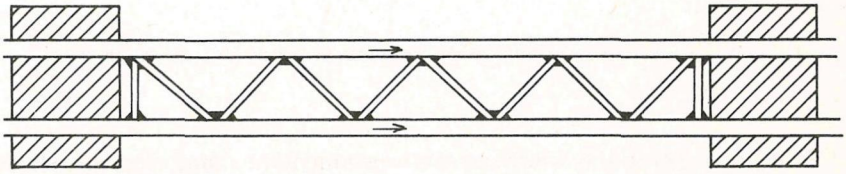


Fig. 8.10 Attraversamento aereo con arco autoportante costituito da due tubazioni collegate (planimetria).

longitudinale continuo, costituito, per esempio, da una serie di corniere (figura 8.11), che servono ad aumentare la resistenza e la rigidità flessionale, oppure si

possono realizzare delle strutture di sostegno di vario tipo: strutture di sostegno inferiori, costituite da puntoni e tiranti muniti di tenditore (figura 8.12), strutture di sostegno superiori, come quelle della figura 8.13 o strutture di altro genere. Naturalmente, le strutture di sostegno più semplici sono le pile in alveo, che frazionano la luce da superare e fanno comportare la tubazione come una trave continua (figura 8.14).

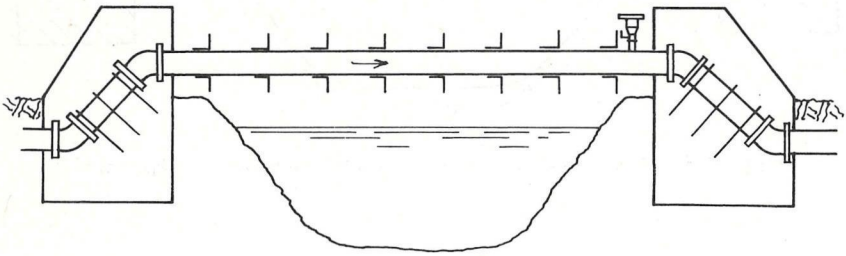


Fig. 8.11 Attraversamento aereo con tubazione autoportante rettilinea irrigidita con corniere.

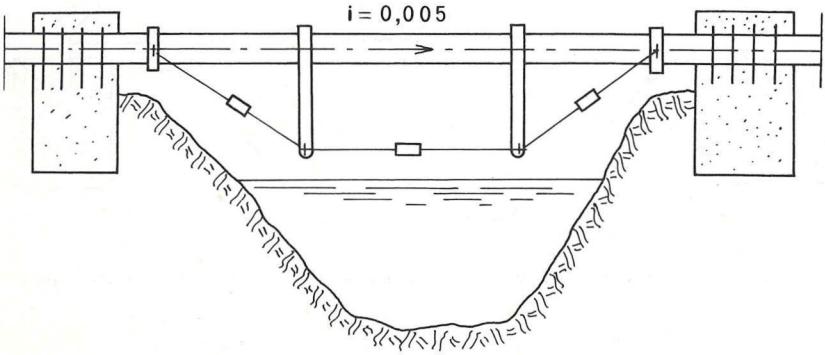


Fig. 8.12 Attraversamento aereo mediante strutture di sostegno inferiori.

Per luci molto grandi si ricorre ad attraversamenti mediante apposite strutture portanti, in cemento armato o in acciaio, su cui viene posata la tubazione.

Le strutture portanti in cemento armato sono costituite da una trave cava all'interno della quale si colloca la tubazione; la trave, che poggia sulle spalle e su eventuali pile intermedie, viene superiormente chiusa da apposite lastre rimovibili, che consentono l'ispezione e la manutenzione (figura 8.15). Le strutture portanti in acciaio sono per lo più a travatura reticolare (figura 8.16) e, per luci molto

grandi, del tipo a ponte-sospeso.

Le travi reticolari sono in genere semplicemente appoggiate, con un'estremità bloccata e l'altra libera di dilatarsi. Nella figura 8.16 è riportato un esempio di trave reticolare, avente un unico corrente superiore collegato ai correnti inferiori da una serie di diagonali; i correnti inferiori sono a loro volta collegati fra loro da una serie di traversi, su cui viene posato il piano di calpestio, costituito da lamiera striata. La tubazione poggia su sellette metalliche.

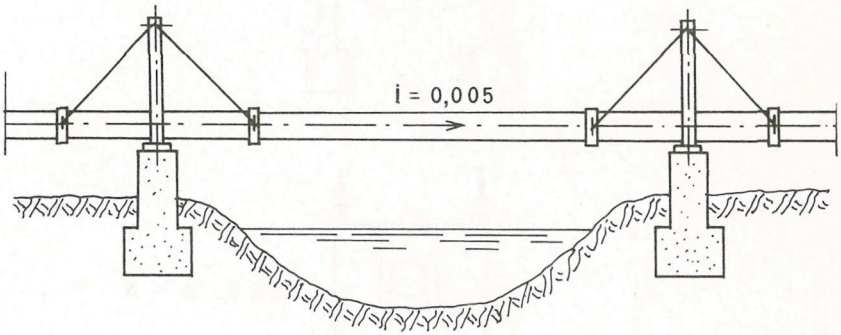


Fig. 8.13 Attraversamento aereo mediante strutture di sostegno superiori.

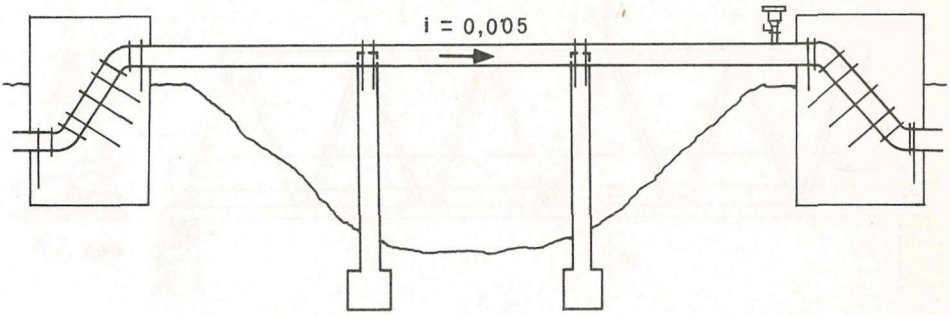


Fig. 8.14 Attraversamento superiore con ponte-tubo a più campate.

Naturalmente esistono diverse altre tipologie di strutture portanti di cemento armato e d'acciaio, che sono del tutto simili a quelle delle passerelle pedonali e dei ponti veri e propri. In tali strutture deve essere previsto il passaggio pedonale, specie se le luci sono molto grandi.

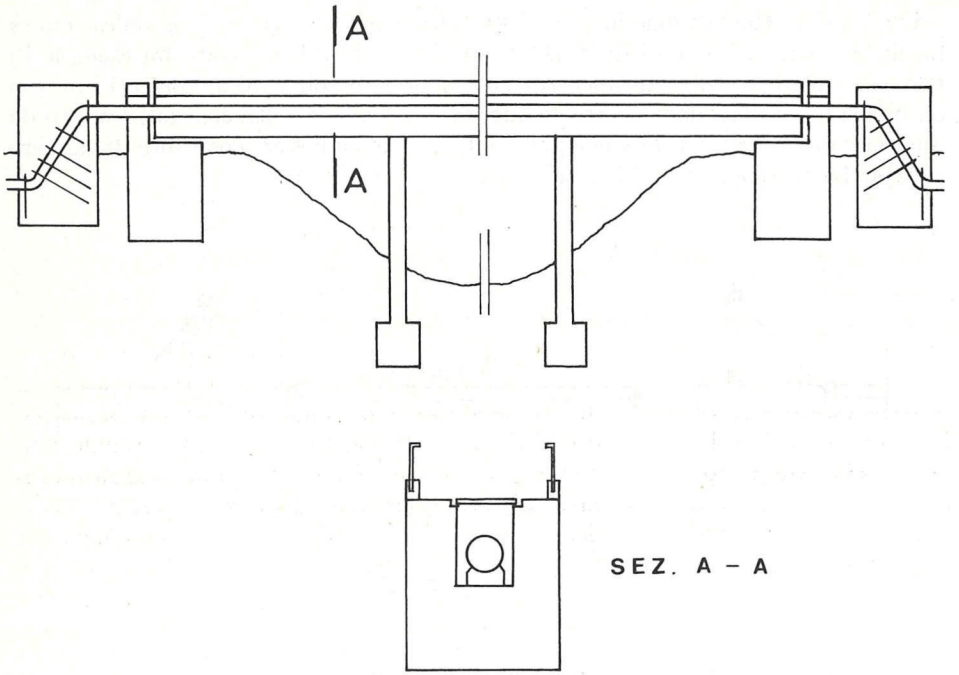


Fig. 8.15 Attraversamento aereo mediante struttura portante in cemento armato.

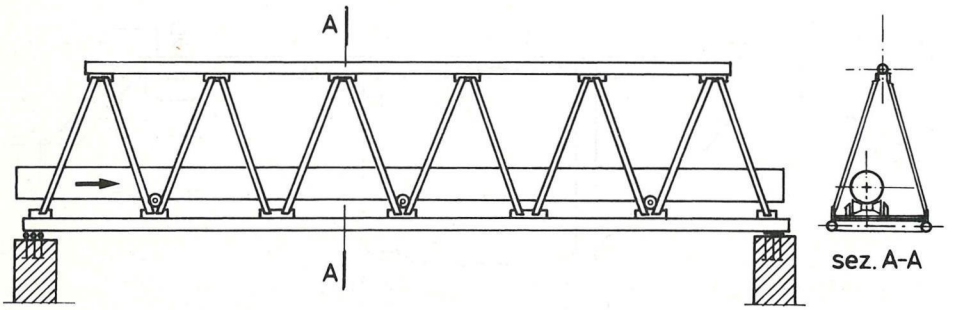


Fig. 8.16 Attraversamento aereo mediante struttura portante costituita da una trave reticolare in acciaio.

8.4 Attraversamenti stradali

Per le strade vengono realizzati gli attraversamenti inferiori, che sono di diversi tipi, a seconda delle caratteristiche e dell'importanza della strada attraversata. I più comuni sono i seguenti:

– mediante tubazione direttamente interrata;
– mediante tubazione posata all'interno di tubo guaina;
– mediante tubazione posata all'interno di un cunicolo non praticabile o praticabile;
l'attraversamento aereo è adoperato in rarissimi casi.

L'attraversamento viene di norma realizzato perpendicolarmente all'asse stradale per ridurne al minimo la lunghezza e viene munito di pozzetti di ispezione alle due estremità, con saracinesca di intercettazione e tubo di scarico, per poter procedere facilmente al vuotamento della tubazione in caso di perdite d'acqua.

Le caratteristiche di un attraversamento stradale devono essere tali da evitare che la tubazione e la strada possano danneggiarsi reciprocamente e da ridurre al minimo le interferenze nell'esercizio e nella manutenzione dei manufatti. Per ottenere tali obiettivi bisogna innanzi tutto evitare che eventuali perdite d'acqua dalla tubazione possano recare danni alla strada e occorre inoltre far sì che si possa riparare o sostituire la tubazione stessa senza limitare il traffico stradale. Per tali motivi la soluzione con tubazione direttamente interrata è possibile solo per l'attraversamento di strade rurali, vicinali e comunque di importanza molto modesta; per evitare che la tubazione possa essere danneggiata dai carichi dovuti al traffico, è opportuno che il ricoprimento sull'estradosso del tubo sia almeno di 1,50 m; per maggior sicurezza in alcuni casi si realizza la protezione della condotta mediante un rivestimento in calcestruzzo di adeguato spessore.

Per strade di una certa importanza la posa all'interno di tubo guaina o di cunicolo sono senz'altro preferibili per la facilità di riparazione o di sostituzione della tubazione dell'acquedotto, senza la necessità di interruzione del traffico. Il tubo guaina può essere posto in opera sia mediante scavo dall'alto, interessando successivamente le due metà della carreggiata in modo da non interrompere il traffico, sia mediante tecniche che permettono di sottopassare interamente la strada senza aprire scavi nella stessa.

Una di tali tecniche consiste nel realizzare dei pozzetti di adeguate dimensioni alle due estremità dell'attraversamento e nell'impiegare quindi una trivella che consente al tubo guaina di avanzare e di eliminare attraverso lo stesso il materiale di risulta dello scavo; nella figura 8.17 è riportato un particolare di attraversamento stradale mediante tubo-guaina.

Un'altra tecnica, applicabile per tubi guaina di dimensioni contenute, è quella così detta dello spingi-tubo; in questo caso il tubo guaina, di spessore notevole, ha una delle estremità tappate e ha il contorno affilato o è munito di una puntazza metallica; l'avanzamento dei tronchi successivi del tubo guaina viene ottenuto mediante un'apposita apparecchiatura di spinta posta all'interno di uno dei due pozzetti. La tubazione dell'acquedotto deve essere isolata elettricamente dal tubo di protezione esterno mediante zeppe e tasselli di materiale elettricamente isolante. Nel seguito verrà riportato un particolare di attraversamento di una linea ferroviaria mediante spingi-tubo.

L'attraversamento mediante cunicolo non praticabile non presenta sostanziali differenze rispetto a quello con tubo guaina, anche per quanto riguarda le tecniche di realizzazione. Quando il cunicolo viene realizzato aprendo uno scavo lungo la strada, esso risulta in genere costituito da una serie di elementi muniti di una lastra di copertura rimovibile, in modo da poter effettuare più facilmente eventuali

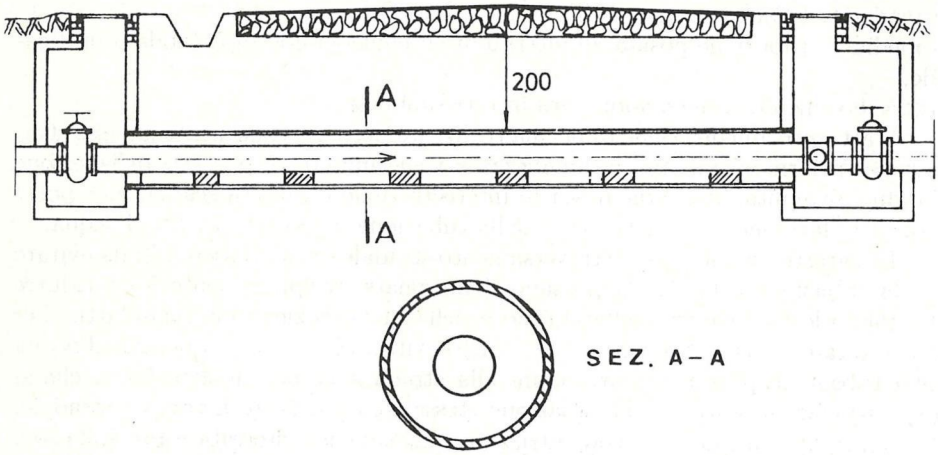


Fig. 8.17 Attraversamento stradale mediante tubo-guaina.

riparazioni della tubazione d'acquedotto.

Gli attraversamenti stradali mediante tubazione posta all'interno di un cunicolo praticabile (figura 8.18) sono molto più costosi e trovano impiego solo per

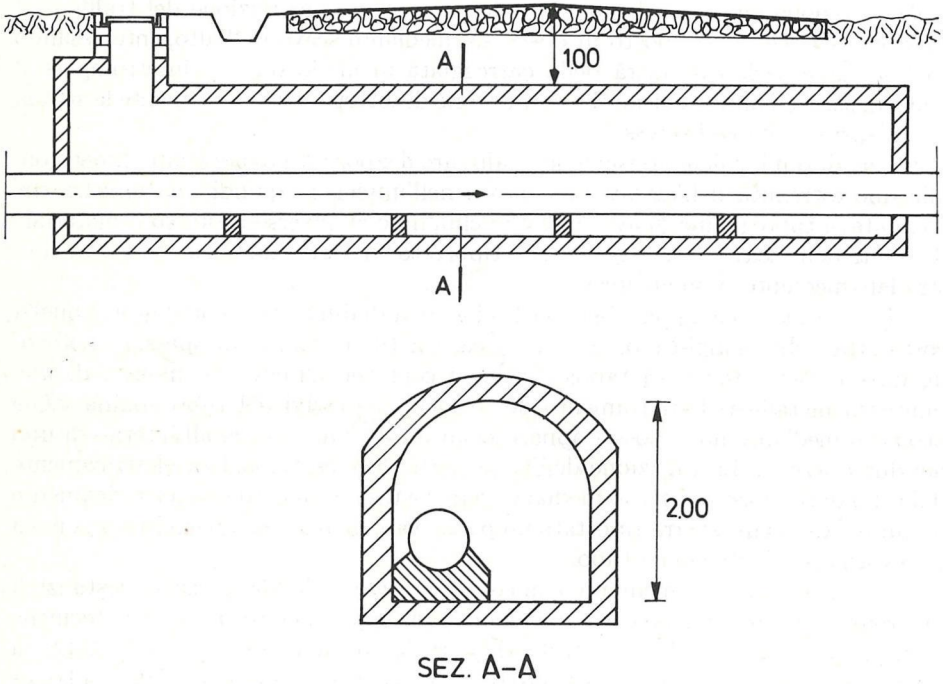


Fig. 8.18 Attraversamento stradale mediante cunicolo praticabile.

le condotte di grande diametro di importanti acquedotti che attraversano strade di notevole traffico. Anche in questo caso il cunicolo, in calcestruzzo armato, può essere costruito in opera o essere costituito da elementi prefabbricati posati dopo aver aperto uno scavo sulla strada, oppure, grazie alle moderne tecniche, può venire realizzato senza l'apertura di scavi, mediante avanzamento a spinta di elementi prefabbricati con eliminazione del materiale di risulta man mano che l'avanzamento procede, attraverso l'estremità libera da cui ha inizio l'avanzamento stesso. La tubazione dell'acquedotto viene poi posata all'interno del cunicolo su apposite sellette.

8.5 Attraversamenti di linee ferroviarie

Per questi attraversamenti esistono le "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto" (Decreto del Ministero per i Trasporti del 23.2.1971).

Le suddette Norme valgono, oltre che per le Ferrovie dello Stato, per le ferrovie, tramvie e filovie extraurbane, funicolari, funivie e impianti similari, mentre sono escluse dalla normativa gli attraversamenti e i parallelismi delle tramvie urbane, regolati dalle disposizioni del Ministero dell'Interno – Direzione generale dei servizi antincendi e della protezione civile.

Gli attraversamenti delle ferrovie con condotte convoglianti acque in pressione vengono distinti in interrati, superiori, inferiori. Si richiamano brevemente alcuni punti delle Norme, rimandando al citato D.M. per il loro testo completo.

8.5.1 Attraversamenti interrati

Sono quelli realizzati con tubazioni interrate al di sotto dei binari.

– Le condotte dell'acquedotto (escluse quelle in cemento armato di diametro uguale o maggiore di 800 mm) devono essere contenute all'interno di un tubo di diametro maggiore (tubo di protezione), avente le caratteristiche riportate nel paragrafo 8.5.7 e una pendenza non inferiore allo 0,2% in direzione del pozzetto di scarico.

– La tubazione attraversante deve essere interrata, per un tratto di almeno 3 m da ciascun lato delle rotaie estreme, a una profondità tale che l'altezza di ricoprimento sull'estradosso del tubo di protezione sia di almeno 1,20 m e che il punto più alto di tale tubo si trovi almeno 2,00 m al di sotto del piano del ferro (della rotaia più bassa se il binario è sopraelevato). Se nel suddetto tratto interrato ricadono cunette, la profondità di interramento rispetto al fondo di queste deve essere di 0,80 m. Oltre questo tratto interrato e fino a 20 m dalle rotaie estreme, il ricoprimento della tubazione non deve essere inferiore a 0,80 m. Deve essere inoltre rispettata la profondità di 0,30 m rispetto a condotte e cavi di pertinenza delle ferrovie.

– In prossimità di opere d'arte l'attraversamento deve risultare a una distanza minima dal filo esterno della struttura più vicina non minore dell'altezza del piano del ferro sul piano di fondazione.

– Non è ammesso l'attraversamento di marciapiedi di stazione, di piani caricatori o di altre installazioni fisse, né di fasci di binari aventi larghezza complessiva maggiore di 20 m.

La tecnica di realizzazione di questi attraversamenti è in genere quella dello spingi-tubo, descritta nel paragrafo 8.4. Nella figura 8.19 è riportato un esempio di attraversamento interrato con tubo di protezione.

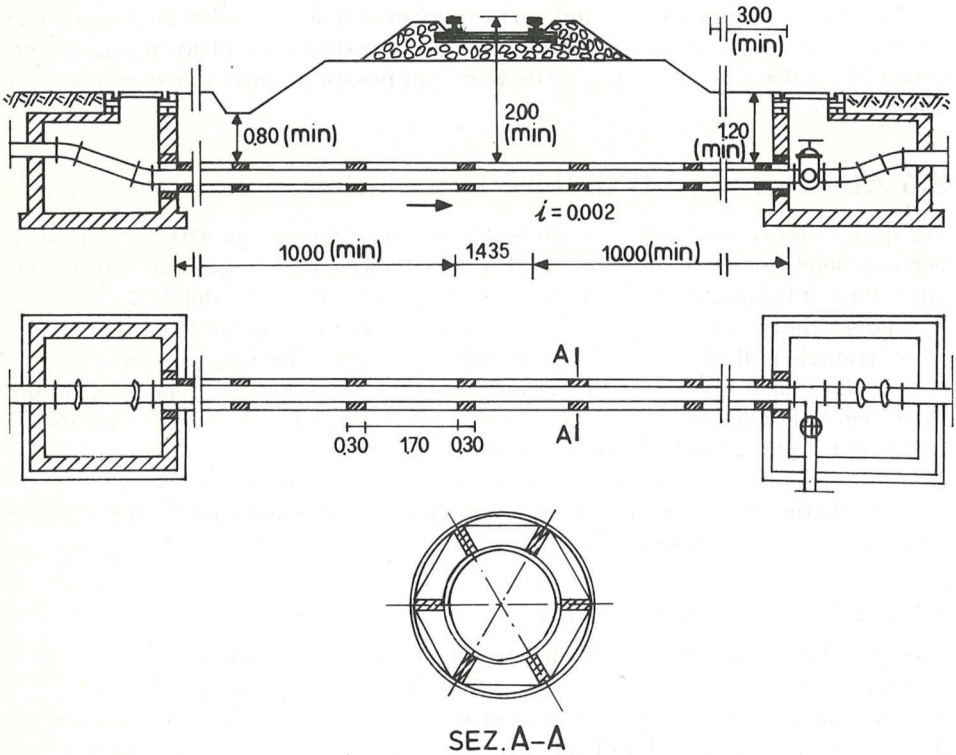


Fig. 8.19 Attraversamento ferroviario con tubo-guaina messo in opera con la tecnica dello spingi-tubo.

8.5.2 Attraversamenti superiori

Si distinguono in attraversamenti mediante struttura portante propria e attraversamenti su altri manufatti (esistenti o da costruire per usi promiscui vari). Sono da considerare attraversamenti superiori anche quelli realizzati al di sopra delle gallerie artificiali.

– Gli attraversamenti con struttura portante propria devono avere un passaggio pedonale che consenta l'ispezione della tubazione e ne renda agevole la manutenzione.

– La struttura portante della tubazione deve assicurare un'altezza libera sul piano del ferro di almeno 7 m per le linee elettrificate o per le quali è prevista l'elettrificazione e di almeno 6 m per le altre linee.

– La tubazione dell'acquedotto deve essere contenuta all'interno di un tubo di

protezione e avere una pendenza non inferiore allo 0,2% verso il pozzetto di scarico. È consentita l'omissione del tubo di protezione nel caso di struttura portante propria in muratura o in cemento armato, in cui la tubazione dell'acquedotto venga alloggiata in un apposito canale, di dimensioni tali da consentire, oltre alla manutenzione della tubazione, anche lo smaltimento dell'intera portata defluente in condotta, se questa non è di acciaio, in modo da evitare che infiltrazioni o perdite possano raggiungere la sottostante sede ferroviaria.

– In prossimità di opere d'arte l'attraversamento deve essere a distanza tale da consentire eventuali lavori di manutenzione. Nei riguardi degli imbocchi delle gallerie e dei pozzi di aerazione va rispettata una distanza minima di 10 m.

– Non è consentito l'attraversamento superiore di marciapiedi di stazione, di piani caricatori o di altre installazioni fisse.

– Gli attraversamenti superiori mediante altri manufatti devono essere dotati di tubo di protezione; ne è consentita l'omissione quando la condotta viene alloggiata in cunicolo stagno e ispezionabile ricavato al di sotto del piano di calpestio del manufatto. L'omissione del tubo di protezione è altresì consentita quando la condotta viene lasciata in vista, sempre però all'interno di spallette o balaustre che devono essere continue e stagne nei riguardi della sottostante ferrovia. Non sono consentiti attraversamenti superiori con tubi di protezione appoggiati o sospesi a mensole murate all'esterno di manufatti.

– Negli attraversamenti sopra le gallerie, sia interrati che allo scoperto, quando lo spessore del terreno tra il piano di posa della condotta e l'estradosso della galleria è inferiore a 5 m, deve essere previsto il tubo di protezione, che deve estendersi da ambo i lati della galleria per almeno 10 m a partire dall'estradosso dei piedritti. Il tubo di protezione non è richiesto per tubi in cemento armato di diametro uguale o maggiore di 800 mm.

– Gli attraversamenti sopra le gallerie con tubi di protezione posati a quota inferiore a 3 m al di sopra dell'estradosso della galleria stessa sono consentiti previa verifica di stabilità del manufatto in relazione al nuovo carico e all'esecuzione delle eventuali opere atte a garantire la stabilità.

8.5.3 Attraversamenti inferiori

Gli attraversamenti inferiori, cioè quelli realizzati in corrispondenza delle luci libere dei manufatti, sono consentiti solo se compatibili con la funzione del manufatto. La condotta (o il fascio di condotte) può essere sia interrata che posata fuori terra.

– Se la condotta è interrata è necessario il tubo di protezione, avente pendenza non inferiore allo 0,2% verso il pozzetto di scarico. È consentita l'omissione del tubo di protezione per le tubazioni di cemento armato di diametro interno maggiore di 800 mm, per le tubazioni posate nell'alveo dei fiumi e per le tubazioni posate allo scoperto su appositi sostegni indipendenti dalle strutture del manufatto sotto il quale si realizza l'attraversamento.

– La condotta va preferibilmente posata in corrispondenza della mezzeria della luce libera dell'opera d'arte; in ogni caso, per le condotte di diametro uguale o maggiore a 400 mm, va rispettata la distanza minima pari a un diametro dal filo più vicino delle fondazioni del manufatto.

– Lo scavo per la posa della tubazione non può essere spinto al di sotto dei piani

di posa delle fondazioni delle opere d'arte; se queste sono fondate su platee, la tubazione deve essere posata al di sopra, sempre se ciò sia compatibile con la funzionalità e l'equilibrio statico dell'opera d'arte.

8.5.4 Attraversamenti in cunicolo

Gli attraversamenti con la condotta posata all'interno di un cunicolo sono considerati attraversamenti inferiori di tipo particolare (figura 8.20), per i quali valgono le seguenti norme.

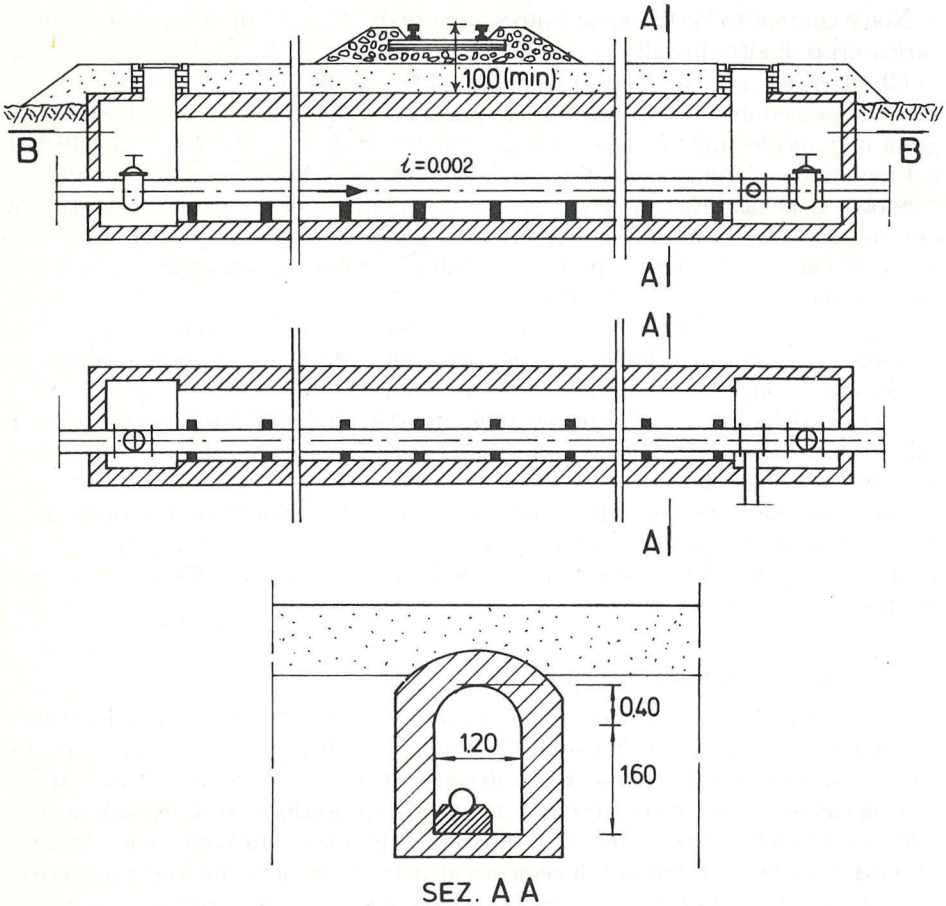


Fig. 8.20 Attraversamento ferroviario mediante cunicolo.

– L'asse del cunicolo deve essere perpendicolare a quello del binario; se ciò non è possibile, è ammesso tra questi due assi un angolo non inferiore a 45°.
– Il cunicolo deve rispettare una distanza minima dal filo più esterno delle fondazioni delle opere d'arte esistenti pari all'altezza del piano del ferro sul piano di

posa delle fondazioni stesse, con un massimo di 10 m. Va rispettata inoltre una distanza minima di 10 m dagli imbocchi delle gallerie.
– L'estradosso della copertura del cunicolo dev'essere almeno 1 m al di sotto del piano del ferro.
– La pendenza del piano di calpestio del cunicolo deve essere non inferiore allo 0,2% verso il pozzetto di ispezione più basso.

8.5.5 Parallelismi

È ammessa la posa di tubazioni parallelamente al binario, purché sia rispettata la distanza minima di 1 m dalle aree di pertinenza della ferrovia.

8.5.6 Caratteristiche tecniche e sistemi di prova delle condotte in opera

Per le tubazioni di attraversamento sono ammessi tutti i tipi di materiale che vengono adoperati per le tubazioni d'acquedotto, purché i giunti siano a perfetta tenuta.

Gli spessori devono essere calcolati considerando tutte le forze agenti, compresa la massima sovrappressione di colpo d'ariete, moltiplicata per 1,5. Per le condotte di cemento armato, tutto lo sforzo di trazione deve essere assorbito dall'armatura metallica, per la quale può essere assunta una tensione massima di $\sigma = 1000$ Kgf/cm^2.

Per gli attraversamenti la prova di tenuta idraulica deve essere effettuata con una pressione $p_c = 1,5 p_E$, con un valore minimo di 5 Kgf/cm^2 e deve avere una durata di almeno 2 ore.

8.5.7 Tubo di protezione

– Il tubo di protezione deve resistere a tutte le sollecitazioni interne ed esterne; i tubi di acciaio devono avere uno spessore minimo di 4 mm.
– Il carico ripartito superiore, corrispondente al peso del terrapieno sovrastante la tubazione e il carico mobile transitante sul binario sono da valutare nel complesso pari a:

$$\frac{13\,200}{2,60 + 2\,H} \text{ Kgf/m}^2 \qquad \text{per ferrovie a semplice binario}$$

e a:

$$\frac{13\,200}{3,08 + H} \text{ Kgf/m}^2 \qquad \text{per ferrovie a doppio binario}$$

dove H è la minima distanza tra il piano inferiore delle traverse e la generatrice superiore del tubo di protezione.
– Le altre sollecitazioni da mettere in conto sono il peso proprio del tubo e la spinta laterale del terreno dovuta al carico + il sovraccarico sopra riportato. Al carico Q, risultante di tutte le forze verticali agenti, si oppone una reazione radiale costante del terreno di posa sulla tubazione, distribuita su un arco inferiore corrispondente a un angolo al centro di 60°.
– Nei tubi di acciaio la massima tensione cui risulta soggetto il materiale deve essere inferiore alla metà del carico di snervamento del materiale. Nei tubi di ce-

mento armato la massima sollecitazione nell'armatura metallica non deve superare i 1000 Kgf/cm^2.

– Il diametro del tubo di protezione deve essere tale che l'intercapedine tra tale tubo e il tubo interno sia in grado di assicurare lo smaltimento dell'intera portata della condotta.

– Il tubo di protezione può essere grezzo se si prevede di metterlo in opera mediante apposite macchine spingi-tubo.

– La condotta portante deve essere posata all'interno del tubo di protezione con distanziatori di materiale isolante non deteriorabile.

– I distanziatori non devono occupare più di 1/4 dell'area dell'intercapedine, devono essere in numero tale da garantire che i due tubi non vengano in nessun caso a contatto ed essere posti in modo da assicurare il libero deflusso delle acque.

– Il tubo di protezione deve essere posato con pendenza uniforme dello 0,2% in direzione dello scarico e dovrà terminare da ciascun lato dei binari esterni a una distanza minima di 10 m dalla rotaia più vicina, rispettando comunque la distanza minima di 3 m dal piede del rilevato o di 5 m dal ciglio delle trincee; queste distanze devono essere misurate sull'ortogonale all'asse del binario.

– Le estremità del tubo di protezione devono terminare in pozzetti praticabili, aventi lo scopo di permettere l'ispezione dell'intercapedine tra condotta e tubo di protezione, di raccogliere e smaltire le eventuali perdite d'acqua attraverso scarichi di fondo o luci di sfioro alla loro sommità. Le chiusure dei pozzetti e le eventuali luci di sfioro devono essere sollevate dal piano di campagna, in modo che sia impedito l'ingresso di acque meteoriche o di altre sostanze.

Per i tubi di protezione in acciaio è opportuno procedere alla protezione catodica.

8.6 Attraversamenti di terreni franosi o paludosi

Il tracciato dell'acquedotto, come detto nel paragrafo 7.1, deve essere tale che gli attraversamenti di terreni instabili o paludosi risultino estremamente rari e limitati comunque a quei casi in cui le soluzioni alternative o non esistono o sono molto più costose. Quando ci sono fondati dubbi circa l'integrità delle tubazioni per effetto di forti cedimenti dei terreni, è opportuno che questi non vengano attraversati mediante la consueta posa in trincea della tubazione stessa.

Per tubazioni di grande diametro si potrà ricorrere ad attraversamenti aerei dei tipi illustrati in precedenza, ma con le opere verticali di sostegno delle tubazioni o delle travate munite di fondazioni profonde, che posino su strati di terreno sicuramente stabili; la stessa raccomandazione vale per gli attraversamenti con tubazione in galleria o in cunicolo praticabile, che risultano però meno adoperati in quanto sono molto più costosi di quelli aerei.

Per diametri della tubazione fino a 400÷500 mm possono essere realizzati degli attraversamenti più economici, adoperando tubazioni di acciaio con giunti saldati, posati in trincea di scavo, che si sono dimostrati idonei a sopportare, con deformazioni apprezzabili ma senza rotture, cedimenti anche notevoli dei terreni attraversati. Occorrono però i seguenti accorgimenti tecnici:

– impiegare tubi di spessore maggiorato;

– raddoppiare la tubazione nel tratto di attraversamento, installando alle estremità, in appositi pozzetti, delle saracinesche per l'eventuale sezionamento;
– installare dei giunti di dilatazione alle estremità dell'attraversamento nei suddetti pozzetti e, nel caso di attraversamenti lunghi, anche in pozzetti intermedi.

Lo schema di attraversamento descritto è rappresentato nella figura 8.21.

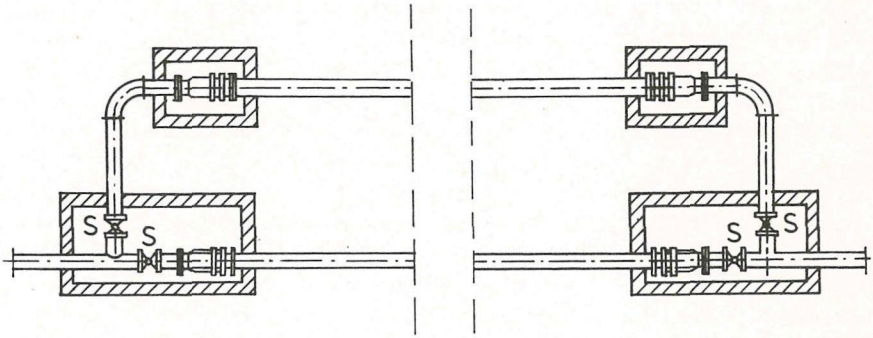


Fig. 8.21 Esempio di attraversamento di terreni paludosi.

Bibliografia

Arredi F., *Costruzioni Idrauliche*, vol.II, UTET, Torino 1972.

Arredi F., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1982.

Condotte in acciaio per grandi acquedotti, Quaderno tecnico della Nuova Italsider, 1986.

Frega G., *Lezioni di acquedotti e fognature*, Ed. Liguori, Napoli 1984, 2ª ediz.

Ippolito G., (edizione aggiornata a cura di G. De Martino), *Appunti di Costruzioni Idrauliche*, Liguori, Napoli 1993

9

GLI ANCORAGGI E LE MURATURE DI CONTRASTO DELLE TUBAZIONI

9.1 Premesse

I blocchi di ancoraggio hanno lo scopo di assorbire le azioni che il fluido trasmette alle condotte in pressione in punti singolari e di distribuirle in modo opportuno sul terreno circostante.

Per il dimensionamento dei blocchi di ancoraggio delle condotte d'acquedotto occorre distinguere il caso di tubazioni posate all'interno della trincea di scavo, che è il più frequente, da quello di tubazioni posate all'interno di cunicoli o gallerie; un caso particolare è quello delle tubazioni con forti pendenze longitudinali.

Molta attenzione va posta nella determinazione delle sollecitazioni che interessano i blocchi di ancoraggio, che dipendono dal modo con cui le tubazioni sono vincolate e dall'eventuale presenza di giunti di dilatazione a monte e a valle dei blocchi. Le maggiori sollecitazioni si verificano in genere durante le operazioni di collaudo; poiché esse si manifestano però per brevi durate, è lecito assumere per le varie verifiche di stabilità dei coefficienti di sicurezza minori di quelli che si adottano per le più critiche sollecitazioni che si hanno durante l'esercizio dell'acquedotto.

9.2 Blocchi di ancoraggio per le tubazioni interrate

Per le tubazioni posate in trincea di scavo le sollecitazioni che sorgono in corrispondenza di punti singolari del tracciato possono essere trasmesse dai blocchi o solo al fondo dello scavo, oppure sia al fondo che a una delle pareti dello scavo stesso.

La seconda soluzione, quando è realizzabile, risulta più economica della prima, nel senso che richiede per la stabilità blocchi di minori dimensioni.

È possibile realizzare la seconda soluzione quando la sollecitazione da assorbire ha una modesta inclinazione rispetto alla normale alle pareti dello scavo, per cui essa può essere contrastata dalla spinta passiva di una di queste pareti. Se ciò non accade, il movimento della tubazione deve essere contrastato dal peso del blocco di ancoraggio, che riporta le forze risultanti sul fondo dello scavo.

Le sollecitazioni che nascono in corrispondenza dei punti singolari della tubazione (come per esempio le curve, le estremità, le diramazioni, le variazioni di diametro, i punti di convergenza di più tronchi, i punti in cui sono inserite delle apparecchiature speciali ecc.) possono essere determinate mediante l'equazione dell'equilibrio globale, applicata a un volume liquido τ racchiuso all'interno di una

superficie chiusa σ, costituita in parte dalla superficie solida della tubazione e in parte da superfici liquide; l'opportuna scelta di tale volume τ, che molto spesso risulta essere quello racchiuso all'interno di un tubo di flusso, rende agevole la determinazione della spinta che sorge per effetto della singolarità. Come è noto dall'Idraulica, l'equazione dell'equilibrio globale può così essere scritta:

$$\int_\tau \rho \mathbf{F}\, d\tau - \int_\tau \rho \frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t}\, d\tau + \int_\sigma p\, \mathbf{n}\, d\sigma + \int_\sigma V_n \mathbf{V}\, d\sigma = 0 \tag{9.1}$$

essendo $\mathbf{n}$ il versore normale alla superficie σ nel punto generico, diretto dall'esterno verso l'interno del volume τ.

Nel primo membro della (9.1), il primo termine rappresenta notoriamente la risultante delle forze di massa, il secondo la risultante delle forze di inerzia locale, il terzo la risultante delle pressioni unitarie al contorno σ del volume τ e il quarto la risultante della quantità di moto nell'unità di tempo al contorno σ.

Se il fluido (incomprimibile) è soggetto alla sola forza di gravità, la (9.1) si può scrivere sinteticamente così:

$$\mathbf{G} + \mathbf{I} + \mathbf{\Pi} + \mathbf{M} = 0 \tag{9.2}$$

essendo $\mathbf{G}$ il peso del volume fluido τ e rappresentando gli altri simboli i termini in precedenza visti.

Nel caso che la singolarità interessi un tratto di un'unica tubazione (curve, variazioni di diametro, estremità, presenza di un'apparecchiatura speciale) il volume τ risulta quello contenuto in un tronco di tubazione comprendente la singolarità, delimitato da due sezioni trasversali; se la singolarità è dovuta alla presenza di un nodo cui fanno capo più tronchi di tubazione (derivazioni in pressione o punti di convergenza), il volume τ è delimitato dalle sezioni trasversali dei vari tronchi che fanno capo al nodo e dalle superfici laterali degli stessi.

Per le tubazioni d'acquedotto le sollecitazioni nei punti singolari vengono ricercate in condizioni di moto permanente (anzi, come si vedrà in seguito, le condizioni più critiche si hanno, nella generalità dei casi, con acqua in quiete), per cui l'inerzia locale $\mathbf{I}$ risulta nulla.

La quantità di moto si manifesta solo attraverso le superfici liquide del contorno σ e la sua risultante può essere determinata se sono note le velocità in tali superfici che, come detto in precedenza, sono sezioni trasversali delle tubazioni; analogamente è facilmente calcolabile il peso $\mathbf{G}$ del volume liquido τ. Quindi, se si suddivide la risultante $\mathbf{\Pi}$ delle forze al contorno σ nelle forze che si esercitano attraverso le superfici liquide, ricavabili una volta note le pressioni in tali superfici, e nell'azione $\mathbf{R}$ esercitata sul volume τ dalla superficie solida della tubazione nel suo complesso, nella (9.2) risulta incognita solo $\mathbf{R}$, che può perciò essere determinata.

La spinta $\mathbf{S}$ esercitata dal liquido sulla superficie solida è, ovviamente, uguale e opposta a $\mathbf{R}$. Nelle tubazioni di acquedotto il problema della determinazione di $\mathbf{S}$ si semplifica ulteriormente in quanto, dati i valori limitati della velocità, le quantità di moto risultano generalmente del tutto trascurabili rispetto alle spinte idrostatiche nelle sezioni estreme; la situazione più critica si verifica, anzi, quando l'acqua non è in movimento e tali spinte risultano massime, mentre le quantità di moto sono rigorosamente nulle. In tali condizioni, le spinte sulle sezioni trasversali estreme

del volume liquido τ sono quelle idrostatiche dovute al massimo carico statico aumentato della sovrappressione di colpo d'ariete o al carico previsto nelle prove di collaudo (nel qual caso si possono adoperare coefficienti di sicurezza minori).

La molteplicità delle singolarità che possono verificarsi non consente di esaminarle tutte; si considerano, a titolo esemplificativo, i casi più frequenti, i cui metodi di calcolo possono essere immediatamente trasferiti agli altri casi.

9.2.1 Curve che si trovano su un piano orizzontale

Prendendo in esame il tronco fluido delimitato dalle sezioni 1 e 2 subito a monte e a valle della curva, considerando a parte il peso del volume liquido, detto α l'angolo di deviazione della curva e h il carico da considerare, la spinta $\mathbf{S} = -\mathbf{R}$ è diretta radialmente verso l'esterno, secondo la bisettrice dell'angolo α formato dalle tracce delle sezioni estreme nel piano orizzontale mediano (figura 9.1) e il suo modulo, avendo presente che $P_1 = P_2 = \gamma\, h\, \pi\, D^2/4$, è dato dalla:

$$S = \gamma\, h\, \frac{\pi\, D^2}{4}\, 2\, sen\, \frac{\alpha}{2} \tag{9.3}$$

dove D coincide col diametro interno o con quello esterno della tubazione, a seconda del tipo di giunzione (la differenza risulta comunque in genere molto limitata).

Tale spinta è diretta perpendicolarmente alla parete esterna dello scavo e può essere contrastata in parte mediante la forza di attrito cha nasce alla base di appoggio del blocco di ancoraggio sul terreno e in parte a mezzo della spinta passiva della parete dello scavo a contatto col blocco. Le verifiche che devono essere soddisfatte sono le seguenti:

- verifica allo scorrimento del blocco;
- verifica di resistenza del calcestruzzo del blocco agli sforzi massimi cui è sottoposto;
- verifica di resistenza del terreno a sopportare le pressioni massime trasmesse dal blocco.

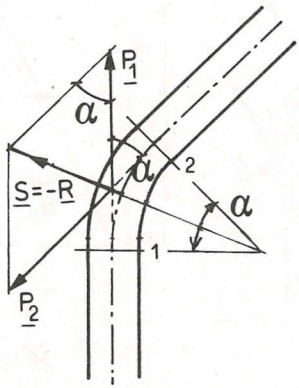


Fig. 9.1 Spinta agente su una curva con deviazione solo planimetrica.

1) Verifica allo scorrimento

Il coefficiente ν_s di sicurezza allo scorrimento del blocco risulta:

$$\nu_s = \frac{1}{S}\left[S_p + f\,(G_B + G_T + G_A)\right] \tag{9.4}$$

dove:

G_B = peso del blocco di ancoraggio;

G_T e G_A = pesi rispettivamente del tratto di tubazione e del tronco liquido compresi tra le sezioni estreme del blocco;

f = coefficiente di attrito tra calcestruzzo e terreno alla base del blocco;

S_p = spinta passiva del terreno attraverso la parete verticale esterna dello scavo;

Con riferimento alla figura 9.2, la S_p è data dalla:

$$S_p = \frac{1}{2}\gamma_t\,\lambda_p\,(H_2^2 - H_1^2)\,L \tag{9.5}$$

avendo trascurato, a vantaggio della sicurezza, il contributo dovuto alla coesione c del terreno. Nella (9.5) γ_t rappresenta il peso specifico del terreno in condizioni di costipamento naturale e λ_p il coefficiente di spinta passiva dato dalla:

$$\lambda_p = tg^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{9.6}$$

con φ angolo di attrito interno del terreno.

Il coefficiente f di attrito tra calcestruzzo e terreno può assumersi, secondo Jaki, pari a:

$$f = tg\,(0,9\,\varphi) \tag{9.7}$$

da cui risulta f pari rispettivamente a circa 0,3, 0,5 e 0,7 per $\varphi \simeq 20°$, $30°$ e $40°$.

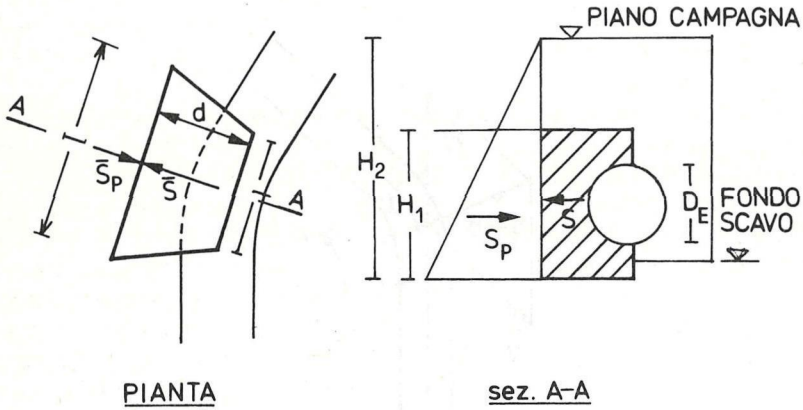


Fig. 9.2 Blocco di ancoraggio in corrispondenza di una curva con deviazione solo planimetrica.

Per il coefficiente di sicurezza ν_s allo scorrimento si possono assumere valori molto bassi, perché si è trascurata completamente la coesione del terreno. Introducendo nella (9.4) la spinta S calcolata col carico h_c che si ha nella tubazione in fase di collaudo, è sufficiente un coefficiente $\nu_s = 1{,}1$, data la breve durata del collaudo stesso, mentre per S calcolata con il carico h che si ha nella situazione più critica di esercizio è consigliabile un valore di ν_s pari almeno a 1,5; tenendo conto del valore previsto dalle Norme per la pressione p_c di collaudo in funzione della pressione nominale p_N della tubazione, la condizione più critica si ha proprio nella fase di collaudo.

2) Verifica di resistenza del calcestruzzo

La sezione da verificare è quella di contatto blocco–tubazione, di area pari a $l \cdot D_E$ (figura 9.2), per cui deve risultare:

$$\sigma_c = \frac{S}{l \cdot D_E} < \sigma_{cam} \tag{9.8}$$

Per σ_{cam} si fissa in genere il valore di 200 N/cm^2, in considerazione del fatto che il getto non è armato e che molto spesso le prove di collaudo vengono effettuate prima che questo abbia raggiunto la maturazione completa.

3) Verifica di resistenza del terreno

La verifica riguarda la pressione σ_t trasmessa dal blocco al terreno di appoggio, che deve risultare inferiore a quella ammissibile nel terreno stesso:

$$\sigma_t = \frac{G_B + G_T + G_A}{A} \leq \sigma_{t\,am} \tag{9.9}$$

essendo A l'area della base di appoggio.

È da rilevare che in effetti $\mathbf{G_T}$ e $\mathbf{G_A}$ hanno una direzione che non passa per il baricentro della base d'appoggio del blocco, per cui le pressioni trasmesse al terreno non sono uniformi e andrebbero determinate con le formule della pressoflessione, mediante il procedimento che sarà illustrato a proposito delle curve con deviazioni altimetriche. In questo caso, tuttavia, poiché G_T e G_A sono in genere piccoli rispetto a G_B, l'eccentricità della risultante delle tre forze risulta modesta, per cui, se con la (9.9) si ricava una σ_t molto minore di $\sigma_{t\,am}$, si può evitare di determinare l'effettiva distribuzione delle pressioni.

Dalla figura 9.2 si vede che, poiché la forza d'attrito $f\,(\mathbf{G_B} + \mathbf{G_T} + \mathbf{G_A})$ è applicata più in basso rispetto alla spinta $\mathbf{S}$, per far sì che la risultante di $f\,(\mathbf{G_B} + \mathbf{G_T} + \mathbf{G_A})$ e di $\mathbf{S_p}$ (la quale ultima è applicata nel baricentro del trapezio delle pressioni unitarie trasmesse dal terreno attraverso la parete dello scavo) abbia la stessa retta d'azione di $\mathbf{S}$, in modo da impedire il nascere di un momento ribaltante del blocco, occorrerebbe realizzare un blocco sviluppato, rispetto al diametro della tubazione, più verso l'alto che verso il basso. Ma ciò risulta poco economico, poiché, a parità di altezza H_B del blocco, la spinta passiva aumenta rapidamente abbassando la base d'appoggio del blocco stesso; d'altra parte, un'eventuale coppia ribaltante non desta particolari preoccupazioni, poiché ad essa si oppone il momento stabilizzante dovuto ai pesi $\mathbf{G_B}$, $\mathbf{G_T}$ e $\mathbf{G_A}$, per cui è in genere conveniente abbassare la base d'appoggio del blocco rispetto al fondo della trincea di scavo.

Sostanzialmente si tratta dunque di assegnare delle dimensioni di tentativo al blocco di ancoraggio, controllando quindi che siano soddisfatte le tre verifiche sopra citate con valori accettabili dei coefficienti di sicurezza. Apposite tabelle riportate in alcuni manuali consentono di rendere più spedito il dimensionamento dei blocchi.

9.2.2 Curve che si trovano su un piano verticale

In questo caso la spinta **S** giace in un piano verticale parallelo alle pareti dello scavo, per cui non può più essere parzialmente assorbita dalla spinta passiva di una di tali pareti e deve perciò essere interamente trasmessa alla base del blocco di ancoraggio.

A seconda che la deviazione altimetrica sia tale da dar luogo a una diminuzione (figura 9.3) o a un aumento di pendenza (figura 9.4), la spinta **S** presenta una componente diretta verso il basso o verso l'alto.

Considerando a parte il peso del tronco liquido compreso tra le sezioni estreme della curva, la spinta **S** che nasce può essere facilmente ricavata dalla (9.2), considerando anche in questo caso l'acqua ferma e la tubazione soggetta al massimo carico idrostatico:

$$\mathbf{P_1} + \mathbf{P_2} - \mathbf{S} = 0 \tag{9.10}$$

dove $P_1 = (\pi\, D^2/4)\,\gamma\, h_1$ e $P_2 = (\pi\, D^2/4)\,\gamma\, h_2$; poiché la variazione di carico tra le sezioni 1 e 2 è sempre del tutto trascurabile rispetto al carico di collaudo, si può

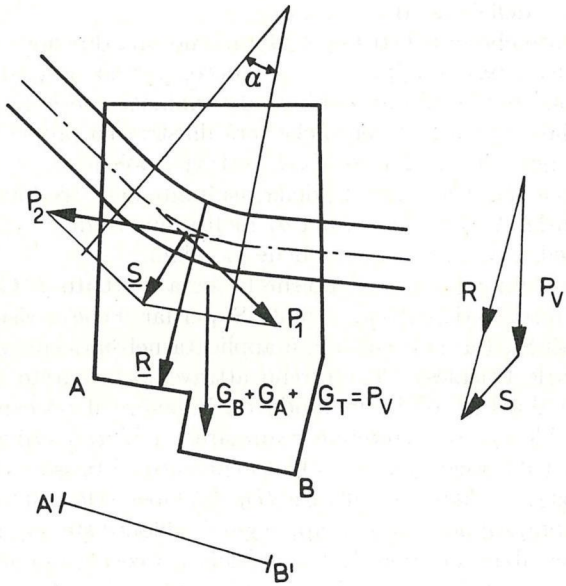


Fig. 9.3 Curva con deviazione solo altimetrica, che dà luogo a una diminuzione di pendenza della tubazione.

ancora ritenere che la **S** sia diretta verso l'esterno della curva secondo la bisettrice dell'angolo α formato dalle tracce delle sezioni estreme nel piano mediano verticale e che il suo modulo sia dato dalla (9.3) con h carico nel vertice della curva.

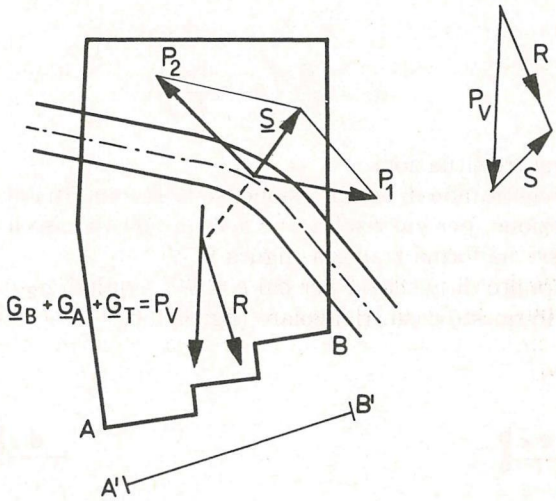


Fig. 9.4 Curva con deviazione solo altimetrica, che dà luogo a un aumento di pendenza della tubazione.

Assegnate delle dimensioni di tentativo al blocco di ancoraggio, che avrà come piano di simmetria verticale quello che contiene l'asse della tubazione, risultano noti il peso $\mathbf{G_T}$ della tubazione e $\mathbf{G_A}$ del tronco liquido compresi tra le sezioni estreme del blocco e le posizioni dei rispettivi baricentri.

È quindi possibile determinare la retta d'azione di $\mathbf{P_v} = \mathbf{G_B} + \mathbf{G_T} + \mathbf{G_A}$ e comporre $\mathbf{P_v}$ con **S**, determinando così la risultante **R** di tutte le forze in gioco (figure 9.3 e 9.4). Andranno a questo punto effettuate le verifiche di resistenza del terreno e allo slittamento e al ribaltamento del blocco, mentre risulta superflua la verifica di resistenza del calcestruzzo del blocco stesso, poiché questo è soggetto alle stesse pressioni trasmesse al terreno.

1) Verifica di resistenza del terreno

Si consideri la sezione ottenuta come proiezione della base del blocco su un piano perpendicolare a **R**; poiché il blocco ha un piano di simmetria verticale che è quello che contiene l'asse del tubo, tale sezione sarà rettangolare e avrà due lati di lunghezza $b = A'B'$ e gli altri due di lunghezza c, pari alla dimensione trasversale del blocco.

Poiché tutte le forze agenti sono contenute nel piano verticale di simmetria, anche la risultante **R** è contenuta in tale piano e interseca quindi l'asse baricentrico della sezione sopra definita, parallelo ai lati di lunghezza b. Detta e l'eccentricità di

R, le pressioni estreme σ_1 e σ_2 trasmesse al terreno di posa si possono determinare con le note formule della pressoflessione:

$$\sigma_1 = \frac{R}{bc}\left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma_2 = \frac{R}{bc}\left(1 - \frac{6e}{b}\right) \tag{9.11}$$

Possono verificarsi tre situazioni:
– le σ_1 e σ_2 sono entrambe di compressione, se la **R** è interna al nocciolo centrale d'inerzia della sezione, per cui risulta $e < b/6$; in questo caso il diagramma delle pressioni trasmesse ha forma trapezia (figura 9.5);
– la **R** cade sul punto di nocciolo, per cui $e = b/6$ e quindi $\sigma_2 = 0$; il diagramma delle pressioni è in questo caso triangolare (figura 9.6)

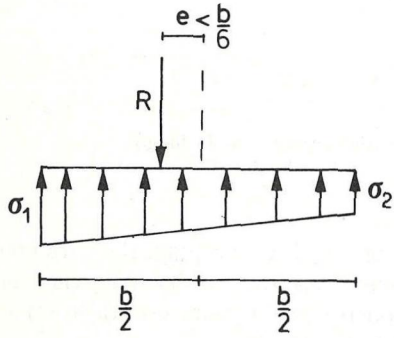


Fig. 9.5 - Diagramma delle pressioni per risultante interna al nocciolo.

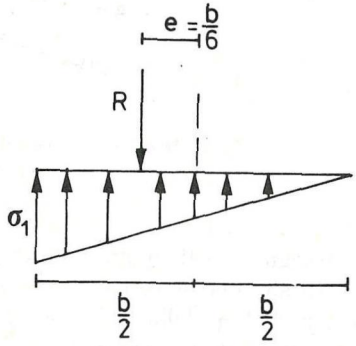


Fig. 9.6 Diagramma delle pressioni per risultante che cade sul punto di nocciolo.

– la **R** è esterna al nocciolo ($e > b/6$), per cui sarebbe $\sigma_2 < 0$ (cioè di trazione) e il diagramma delle pressioni trasmesse avrebbe l'andamento di figura 9.7; ma questa situazione non può in questo caso verificarsi, non potendo essere trasmessi al terreno di posa sforzi di trazione.

Il diagramma delle pressioni trasmesse risulta perciò triangolare e la sua risultante deve avere la stessa retta d'azione di **R**; detta perciò u la distanza di **R** dal bordo della sezione, si deve avere una σ nulla a una distanza $3u$ da tale bordo (figura 9.7). La σ_1, che è uguale al doppio della pressione media, si ricava facilmente uguagliando a R la risultante delle pressioni trasmesse al terreno di base:

$$\sigma_1 = \frac{2}{3}\frac{R}{uc} \tag{9.12}$$

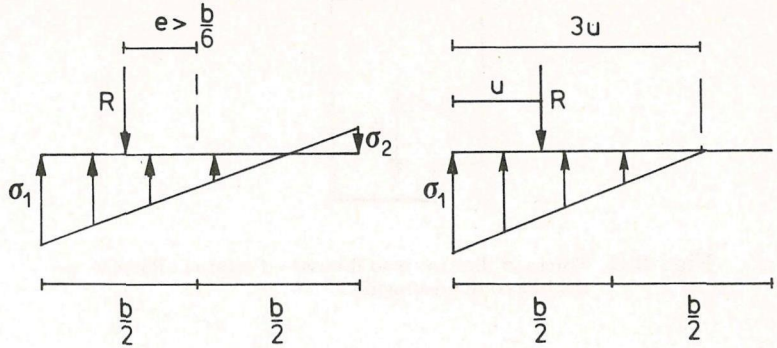


Fig. 9.7 Diagramma teorico e diagramma effettivo delle pressioni quando la risultante è esterna al nocciolo.

Questa terza situazione è però da evitare, in quanto una parte del terreno d'appoggio sarebbe completamente inattiva; perciò, quando essa si verifica, è necessario assegnare al blocco di ancoraggio dimensioni diverse.

La verifica di resistenza del terreno è soddisfatta se risulta $\sigma_1 \leq \sigma_{tam}$. È da osservare che sulle sezioni del blocco perpendicolari alla risultante **R**, non agiscono forze di taglio e quindi le tensioni tangenziali sono assenti; tali tensioni sono invece presenti nelle sezioni orizzontali del blocco, per la presenza di una forza di taglio dovuta alla componente orizzontale di **R**.

2) Verifica allo scorrimento del blocco

Dette N e T le componenti verticale e orizzontale di **R**, deve risultare:

$$T \leq \frac{1}{\nu_s} f N \tag{9.13}$$

dove per il coefficiente d'attrito f tra blocco e terreno si può assumere il valore dato dalla (9.7) e per ν_s è anche in questo caso sufficiente un valore di poco superiore a 1, in quanto si è trascurata la resistenza passiva delle superfici di terreno a contatto con le riseghe del blocco, che contrastano la **T**. Del resto tale verifica non risulta nel caso in esame quella critica, per cui essa viene sempre soddisfatta con valori di ν_s maggiori di quello richiesto, una volta superata la prima verifica.

3) Verifica al ribaltamento del blocco

Se la spinta **S** è diretta verso il basso e la sua retta d'azione cade internamente alla base del blocco, la verifica al ribaltamento è automaticamente soddisfatta, in quanto i momenti di **S** e di $\mathbf{P_V}$ sono entrambi stabilizzanti.

Se invece la **S**, pur essendo rivolta verso il basso, ha una retta d'azione esterna alla base del blocco (figura 9.8), la verifica al ribaltamento va fatta intorno al punto A e consiste nel determinare il momento M_R ribaltante dovuto a **S** e quello M_S stabilizzante dovuto a $\mathbf{P_V}$, verificando che risulti:

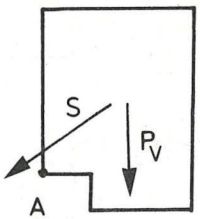


Fig. 9.8 Spinta **S** diretta verso il basso ed esterna alla base del blocco di ancoraggio.

$$M_S = \nu_R \, M_R \tag{9.14}$$

con ν_R coefficiente di sicurezza al ribaltamento che deve risultare non inferiore a 2. Se la spinta **S** ha una componente verticale diretta verso l'alto (curva con la concavità verso il basso), la verifica al ribaltamento, che diventa in genere un po' più critica, va effettuata rispetto al punto B di base del blocco (figura 9.4); anche in questo caso il momento ribaltante è dovuto a S e quello stabilizzante a P_V e la verifica deve essere soddisfatta sempre con $\nu_R = 2$. Inoltre, in questo caso la spinta **S** tenderebbe a sollevare la tubazione (figura 9.4), dando luogo a sforzi di trazione nella muratura; sono perciò necessarie armature di ancoraggio della tubazione al blocco, delle quali si parlerà a proposito dei blocchi di ancoraggio delle condotte posate in cunicolo.

9.2.3 Curve con deviazioni plano-altimetriche

In questo caso il piano che contiene le livellette di monte e di valle della tubazione non è né orizzontale né verticale. La spinta **S** che nasce alla curva è contenuta in tale piano ed è ancora data dalla (9.3), dove α è l'angolo di deviazione assoluto delle due livellette; essa è diretta anche in questo caso secondo la bisettrice di tale angolo.

Per la determinazione delle componenti orizzontale S_o e vertivale S_v si può procedere nel seguente modo. Si determinano le spinte idrostatiche $\mathbf{P_1}$ e $\mathbf{P_2}$ sui due tronchi (che si possono anche in questo caso ritenere uguali in modulo); se β_1 e β_2 sono gli angoli che le due livellette formano con l'orizzontale, le componenti orizzontale P_{1o} e verticale P_{1v} di $\mathbf{P_1}$ e le componenti P_{2o} orizzontale e P_{2v} verticale di $\mathbf{P_2}$ risultano (figura 9.9):

$$P_{1o} = P_1 \cos\beta_1 \, ; \qquad P_{1v} = P_1 \, sen\,\beta_1 \tag{9.15}$$

$$P_{2o} = P_2 \cos\beta_2 \, ; \qquad P_{2v} = P_2 \, sen\,\beta_2 \tag{9.16}$$

Le P_{1o} e P_{2o} hanno rispettivamente le direzioni x_1 e x_2 delle proiezioni delle due livellette su un piano orizzontale e possono essere composte fra loro, trovando la risultante $\mathbf{S_o}$ (la quale potrà avere una direzione anche molto diversa dalla bisettrice dell'angolo formato dalle direzioni x_1 e x_2, in quanto P_{1o} e P_{2o} possono

fra loro differire notevolmente, come si deduce dalle (9.15) e (9.16) nel caso che gli angoli β_1 e β_2 siano molto diversi fra loro).

Analogamente si possono comporre le $\mathbf{P_{1v}}$ e $\mathbf{P_{2v}}$, determinando la risultante $\mathbf{S_v}$. La composizione di $\mathbf{S_o}$ e di $\mathbf{S_v}$ dà luogo alla spinta totale $\mathbf{S}$; per controllare la correttezza delle operazioni eseguite, si può verificare se il modulo di $\mathbf{S}$ così ottenuto risulta pari a quello dato dalla (9.3).

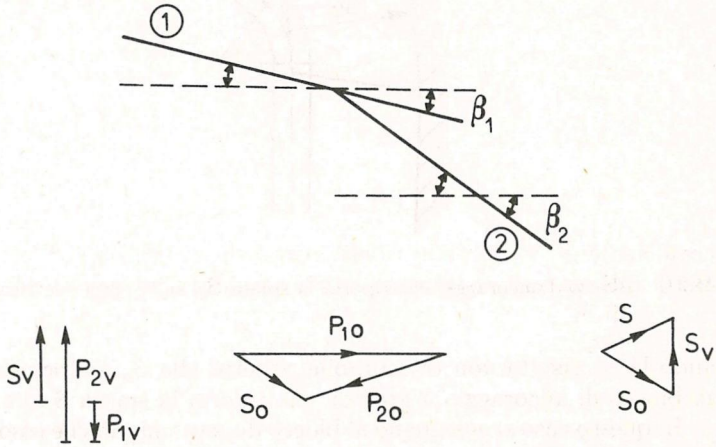


Fig. 9.9 Determinazione delle sollecitazioni agenti in corrispondenza di una curva con deviazione plano-altimetrica.

A questo punto, se la componente S_o della spinta è molto maggiore rispetto a S_v (situazione che si verifica in presenza di una curva con deviazione planimetrica molto più elevata rispetto a quella altimetrica), si può anche realizzare un blocco di ancoraggio del tipo descritto al paragrafo 9.2.1: si fa cioè assorbire parzialmente la componente orizzontale della spinta dalla spinta passiva di una delle pareti laterali dello scavo e parzialmente dalla forza di attrito che si ha alla base del blocco. Deve cioè essere ancora soddisfatta la (9.4), dove però al peso $P_V = G_B + G_A + G_T$ va ora sommata algebricamente anche la componente verticale S_v di $\mathbf{S}$.

È da rilevare che in questo caso la $\mathbf{S_o}$ ha la direzione della proiezione di $\mathbf{S}$ su un piano orizzontale, direzione che, come si è detto, risulta in genere diversa dalla bisettrice dell'angolo formato dalle proiezioni delle due livellette su un piano orizzontale; occorrerà perciò assegnare al blocco di ancoraggio una sezione orizzontale di forma trapezia isoscele, che abbia come mediana la direzione della $\mathbf{S_o}$ (figura 9.10). In questo modo le sezioni verticali del blocco, normali alla $\mathbf{S_o}$, sono soggette a compressione semplice e la sezione verticale del terreno a contatto col blocco reagisce con un diagramma di pressioni uniformi a una data profondità, mentre lungo la verticale l'andamento delle pressioni è al solito trapezio.

Vanno poi effettuate le altre verifiche viste per i blocchi delle curve planimetriche, tenendo conto che ora c'è una componente verticale S_v della spinta che potrà essere rivolta sia verso l'alto che verso il basso.

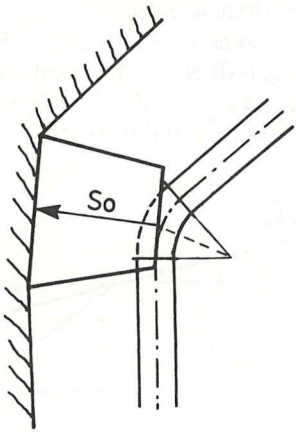


Fig. 9.10 Blocco d'ancoraggio che riporta la spinta $\mathbf{S_o}$ sulla parete verticale di scavo.

Quando la S_v risulta non trascurabile rispetto alla S_o, occorrerà invece realizzare un blocco di ancoraggio a gravità, che riporta la spinta **S** alla sua base di appoggio. In questo caso si assegnano al blocco dimensioni tali che esso abbia come piano di simmetria verticale quello contenente la spinta globale **S**, in modo tale che tutte le forze in gioco (che, oltre a **S** sono al solito i pesi $\mathbf{G_B}$ del blocco e $\mathbf{G_T}$ e $\mathbf{G_A}$ della tubazione e del volume liquido compresi tra le sezioni estreme del blocco) siano contenute in tale piano. Con queste precisazioni, il blocco d'ancoraggio va sottoposto alle stesse verifiche in precedenza viste per i blocchi relativi alle curve con deviazioni altimetriche.

9.2.4 Spinte in corrispondenza di altri punti singolari e di apparecchiature speciali

Si considerano alcuni dei casi più frequenti.

9.2.5 Estremità delle tubazioni

Per estremità si intende una sezione in corrispondenza della quale un generico tronco di tubazione può essere isolato dal tronco a valle o mediante un organo di intercettazione o mediante un piatto di chiusura, che viene inserito attraverso una scatola di prova, per poter effettuare le prove di collaudo.

Sulla sezione di estremità in esame insiste una spinta diretta da monte verso valle dovuta al carico di monte e una spinta diretta da valle verso monte dovuta al carico di valle, spinta che per certi profili altimetrici della tubazione può anche risultare nulla; considerando la fase di collaudo, la spinta da valle verso monte risulta in genere nulla, essendo vuoto il tronco di tubazione a valle di quello sottoposto a prova.

L'estremità è allora soggetta a una spinta diretta da monte verso valle secondo l'asse della tubazione, di modulo pari a (figura 9.11):

$$S = \gamma\, h \frac{\pi\, D^2}{4} \tag{9.17}$$

Tale spinta dev'essere riportata sul fondo dello scavo mediante un blocco di ancoraggio funzionante a gravità, da sottoporre alle verifiche viste nel paragrafo 9.2.2. Naturalmente si dovrà tener conto del fatto che nella fase di collaudo si avrà una spinta di pari intensità diretta da valle verso monte, quando si sottopone a prova il tronco di tubazione adiacente.

Se nel punto di estremità è installato un organo di intercettazione, il blocco d'ancoraggio dovrà ovviamente interessare i tronchi di tubazione a monte e a valle, lasciando libera l'apparecchiatura.

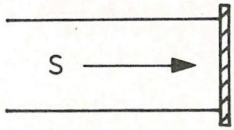


Fig. 9.11 Spinta che nasce all'estremità di una tubazione.

9.2.6 Variazioni di diametro

Se si applica l'equazione (9.2) dell'equilibrio globale al volume liquido compreso nel tratto tronco-conico delimitato dalle due sezioni estreme di diametro D e d, trascurando, al solito, le quantità di moto in tali sezioni e considerando successivamente il peso del volume liquido, si deduce che si manifesta una spinta secondo l'asse della tubazione, sempre diretta nel senso che va dal tratto a diametro maggiore verso quello a diametro minore (figura 9.12), indipendentemente quindi dal senso del movimento del liquido, il cui modulo risulta:

$$S = \gamma\, h \left(\frac{\pi\, D^2}{4} - \frac{\pi\, d^2}{4} \right) \tag{9.18}$$

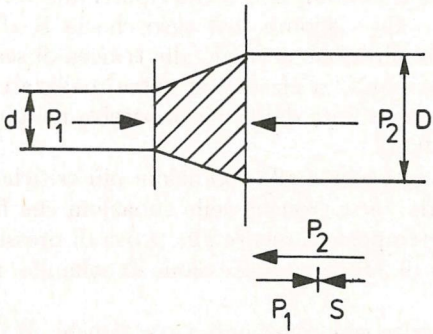


Fig. 9.12 Spinta che nasce in corrispondenza di una variazione di diametro.

Anche tale spinta deve essere interamente contrastata da un blocco di ancoraggio a gravità.

9.2.7 Diramazioni

Si abbia una tubazione di diametro D alla quale è collegata in un nodo A una tubazione di diametro d con un angolo di incidenza pari ad α (figura 9.13). Considerando a parte il peso $\mathbf{G_A}$ del volume liquido indicato in figura 9.13 ed essendo $\mathbf{P_1} = -\mathbf{P_2}$, in condizioni idrostatiche dalla (9.2) si ottiene:

$$\mathbf{S} = -\mathbf{R} = \mathbf{P_3} \tag{9.19}$$

con:

$$P_3 = \gamma\, h\, \frac{\pi\, d^2}{4} \tag{9.20}$$

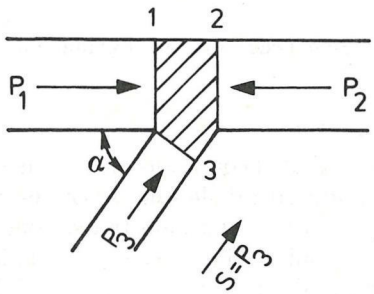


Fig. 9.13 Spinta che nasce in corrispondenza di una diramazione.

Tale spinta potrà essere assorbita realizzando un blocco di ancoraggio funzionante a gravità solo sul tronco terminale della tubazione di diametro d, oppure bloccando tutte e tre le tubazioni che fanno capo al nodo A. In questo secondo caso si potrà ancora realizzare un blocco che riporti alla base d'appoggio la risultante di $\mathbf{S}$, $\mathbf{G_B}$, $\mathbf{G_A}$ e $\mathbf{G_T}$, oppure, nel caso che la $\mathbf{S}$ abbia una componente molto grande secondo la direzione normale alla trincea di scavo della tubazione di diametro D (quindi per angoli α elevati) si potrà realizzare un blocco che faccia assorbire parzialmente tale spinta dalla spinta passiva nel terreno, secondo quanto indicato nel paragrafo 9.2.1.

Occorre poi porre attenzione alle condizioni più critiche che possono manifestarsi in fase di collaudo. Se i tronchi delle tubazioni che fanno capo al nodo A vengono sottoposti contemporaneamente alla prova di pressione interna, la spinta si ottiene dalle (9.19) e (9.20) con $\gamma\, h$ pressione di collaudo, mentre negli altri casi accade quanto segue.

1) Si sottopongono a prova separatamente i tre tronchi. Il tronco 3 dà luogo alla spinta $\mathbf{S}$ vista sopra, mentre ciascuno dei due tronchi 1 e 2, sottoposto a prova

da solo, si comporta come un tronco di estremità, dando luogo a una spinta **S**, secondo l'asse della tubazione, diretta verso il nodo A di modulo dato dalla (9.17).
2) Il tronco 3 viene sottoposto a prova assieme a uno dei tronchi di diametro D (per esempio, assieme al tronco 1); dalla 9.2 si deduce allora che la spinta **S** risulta pari a:[1]

$$\mathbf{S} = -\mathbf{R} = \mathbf{P_1} + \mathbf{P_3} \tag{9.21}$$

con P_3 dato dalla (9.20) e P_1 dalla (9.17). Il blocco di ancoraggio deve essere sottoposto alle varie verifiche per ciascuna delle situazioni che possono aversi.

9.2.8 Valvole riduttrici o regolatrici dei carichi

In condizioni idrostatiche si ha la stessa pressione nei tronchi a monte e a valle della valvola, per cui non sorge alcuna spinta. Durante il deflusso, invece, detta Δh la massima caduta di carico che può verificarsi, si manifesta una spinta **S** diretta da monte verso valle secondo l'asse della tubazione, il cui modulo è:

$$S = \gamma \, \Delta h \, \frac{\pi \, D^2}{4} \tag{9.22}$$

spinta che dovrà essere contrastata mediante un blocco funzionante a gravità.

9.2.9 Nodo generico

Si abbia, per esempio, un nodo A in cui arriva una tubazione di diametro D_1, mentre partono una tubazione di diametro $D_2 < D_1$ e una di diametro $D_3 < D_2$; gli assi delle tubazioni 2 e 3 hanno delle deviazioni angolari rispetto all'asse della tubazione 1 (figura 9.14) (la spinta che nasce è la stessa qualsiasi sia il senso del moto nei due tronchi).

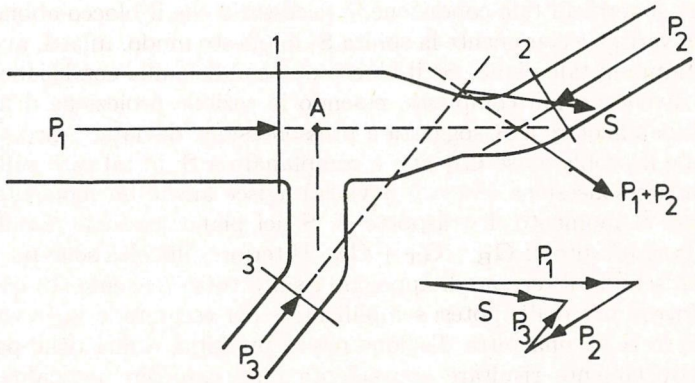


Fig. 9.14 Spinta che nasce in corrispondenza di un nodo generico.

(1) Considerando sempre a parte il peso $\mathbf{G_A}$ dell'acqua del volume liquido di controllo.

In condizioni idrostatiche, con le solite ipotesi semplificative, risulta:

$$\mathbf{S} = -\mathbf{R} = \mathbf{P_1} + \mathbf{P_2} + \mathbf{P_3} \tag{9.23}$$

Anche in questo caso, se i tre tronchi non vengono sottoposti contemporaneamente alla prova di collaudo, vanno considerate le varie condizioni che si presentano, realizzando dei blocchi di ancoraggio in grado di farvi fronte. In situazioni del genere, il tronco liquido cui si è applicata l'equazione dell'equilibrio globale per determinare la **S** è abbastanza grande e non è necessario immorsarlo interamente all'interno del blocco di ancoraggio; in alcuni casi si potranno realizzare anche due o tre blocchi fra loro distinti.

Per il dimensionamento del blocco o dei vari blocchi, si può procedere nel seguente modo, nell'ipotesi che essi funzionino esclusivamente a gravità. Si determina la retta d'azione della **S** (figura 9.14) e quindi le rette d'azione del peso $\mathbf{G_A}$ del volume liquido e $\mathbf{G_T}$ delle tubazioni comprese tra le sezioni estreme 1–2–3.

La risultante di $\mathbf{G_A}$ e $\mathbf{G_T}$ non risulta in genere complanare a **S**; perciò, se si vuole che la base del blocco sia sollecitata solo a forza normale eccentrica e a taglio [2] e non anche a un momento torcente, occorrerà assegnare all'unico blocco o ai vari blocchi dimensioni tali che il peso globale $\mathbf{G_B}$, composto con $\mathbf{G_A}$ e $\mathbf{G_T}$, dia luogo a una risultante $\mathbf{G_B} + \mathbf{G_A} + \mathbf{G_T}$ complanare a **S**. Generalmente, se la spinta **S** è notevole, $\mathbf{G_A}$ e $\mathbf{G_T}$ risultano trascurabili di fronte al peso globale $\mathbf{G_B}$ del blocco necessario ad assorbirla, per cui, affinché si verifichi la suddetta condizione, deve risultare complanare a **S** il peso $\mathbf{G_B}$.

Supponendo di realizzare un unico blocco, si determina la risultante **R** di tutte le forze, che incontrerà in un punto C la sezione ottenuta proiettando la base di appoggio del blocco stesso su un piano perpendicolare a **R**. Se il punto C appartiene a un asse di simmetria della sezione, questa risulta soggetta a pressoflessione retta e possono essere effettuate le varie verifiche illustrate nel paragrafo 9.2.2; in particolare, le pressioni trasmesse al terreno di appoggio possono ancora essere determinate con le (9.11).

Affinché si verifichi tale condizione, è necessario che il blocco abbia un piano di simmetria verticale contenente la spinta **S**; in questo modo, infatti, anche $\mathbf{G_B}$, e quindi **R**, stanno in tale piano. Se il blocco non soddisfa alla condizione predetta, le verifiche diventano più complesse, essendo la sezione proiezione della base su un piano perpendicolare a **R** soggetta a pressoflessione deviata. Ancora più complesso diviene il problema se $\mathbf{G_B}$ non è complanare a **S**; in tal caso sulla sezione, sollecitata a pressoflessione (retta o deviata) agisce anche un momento torcente di valore pari al momento di trasporto di **S** nel piano verticale parallelo a **S** e contenente la risultante di $\mathbf{G_B} + \mathbf{G_T} + \mathbf{G_A}$. Ulteriori difficoltà sono poi dovute al fatto che non sempre il terreno di appoggio risulta tutto reagente. In questi casi è opportuno introdurre delle ipotesi semplificative per eseguire le varie verifiche.

Quando la **S** ha una retta d'azione molto prossima a una delle pareti dello scavo, può ovviamente risultare conveniente farla assorbire parzialmente dalla spinta passiva del terreno.

---

[2] Anche in questo caso, considerando la sezione ottenuta proiettando la base del blocco su un piano perpendicolare alla risultante di tutte le forze, il taglio risulterebbe assente.

Si fa infine presente che la scelta di realizzare più blocchi d'ancoraggio, anziché uno solo, deriva dall'opportunità di evitare che le giunzioni flangiate, cui generalmente si fa ricorso per le installazioni dei pezzi speciali e delle apparecchiature, vengano annegate nel getto di calcestruzzo.

9.2.10 Ancoraggi dei tratti rettilinei delle tubazioni interrate a forte pendenza

Quando la pendenza delle livellette è molto elevata, è necessario prevedere dei blocchi di ancoraggio per le tubazioni interrate anche nei tratti rettilinei, in quanto la forza d'attrito tubo-terreno potrebbe in alcuni casi risultare insufficiente a contrastare la forza che tende a fare slittare verso il basso la tubazione stessa.

Si consideri un tronco di tubazione compreso tra due successivi blocchi di ancoraggio; sia L la lunghezza di tale tronco, α l'angolo di inclinazione dell'asse sull'orizzontale e h_1 e h_2 i carichi nelle sezioni estreme in condizioni idrostatiche (figura 9.15). L'equazione (9.2) dell'equilibrio globale, proiettata secondo l'asse x del tubo (orientato verso il basso) fornisce:

$$S_x = -R_x = \frac{\pi D^2}{4} \gamma (h_1 - h_2 + L \, sen \, \alpha) \tag{9.24}$$

ed essendo $L \, sen \, \alpha = h_2 - h_1$, si deduce che il tronco liquido non trasmette alla tubazione alcuna azione secondo la direzione x.

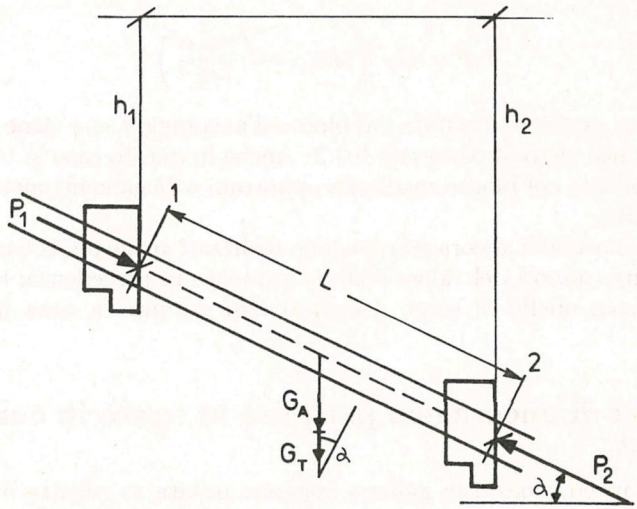


Fig. 9.15 Sollecitazioni su un tronco di tubazione a forte pendenza.

Trascurando gli sforzi dovuti alle dilatazioni termiche, la tubazione tende perciò a slittare verso il basso solo per effetto della componente $G_T \, sen \, \alpha$ del proprio peso secondo la direzione del suo asse, mentre si oppone allo scorrimento

la forza d'attrito tubo-terreno, pari a $f\,G_T\,cos\,\alpha$; il coefficiente ν_s di sicurezza allo scorrimento risulta perciò:

$$\nu_s = \frac{f\,cos\,\alpha}{sen\,\alpha} \tag{9.25}$$

Dalla (9.25) si vede che il minimo valore di ν_s si ha quando è minimo il coefficiente d'attrito f, quindi durante il montaggio e comunque prima del collaudo della tubazione, quando questa è ancora a giunti scoperti e il rinterro è solo parziale. In queste condizioni è prudente assumere un valore di f pari al più a 0,3, anche perché tale coefficiente può diminuire se il terreno risulta bagnato.

Volendo allora soddisfare la verifica allo scorrimento con un coefficiente di sicurezza $\nu_s = 1{,}5$, dalla (9.25) si deduce:

$$0,3\,cos\,\alpha \geq 1,5\,sen\,\alpha$$

e quindi:

$$tg\,\alpha \leq 0,20$$

Perciò i blocchi d'ancoraggio per le tubazioni interrate rettilinee sono necessari quando la pendenza delle livellette risulta superiore al 20% circa ($\alpha > 11°\,19'$).

La distanza tra i blocchi viene in genere fissata pari a 200–300 m; la forza F che sollecita il blocco secondo l'asse del tubo, sempre per un valore di $\nu_s = 1{,}5$, è data dalla:

$$F = G_T\left(sen\,\alpha - \frac{f\,cos\,\alpha}{1,5}\right) \tag{9.26}$$

Tale forza deve essere contrastata dal blocco d'ancoraggio, che viene dimensionato col procedimento visto al paragrafo 9.2.2. Anche in questo caso la tubazione deve essere resa solidale col blocco mediante opportuni collegamenti metallici, come si vedrà in seguito.

A volte i blocchi di ancoraggio vengono realizzati anche per tubazioni interrate aventi pendenze minori del valore 0,20 determinato in precedenza; lo scopo in tal caso è però solo quello di avere dei punti fissi durante la posa in opera della tubazione.

9.3 Blocchi di ancoraggio per posa in opera in cunicolo o in galleria

Le tubazioni in cunicolo o in galleria vengono posate su sellette di appoggio di calcestruzzo, che ne permettono i movimenti longitudinali, poste a una distanza fra loro da determinare di volta in volta calcolando le pressioni che la tubazione piena d'acqua trasmette all'appoggio e le tensioni che nascono nella tubazione per effetto della flessione longitudinale.

Nei punti singolari della tubazione (deviazioni altimetriche, planimetriche ecc.) vengono realizzati dei blocchi di ancoraggio, che devono assorbire le spinte che si manifestano. Tali blocchi, da un punto di vista statico, si comportano come

quelli analizzati in precedenza per le tubazioni interrate, nel senso che possono funzionare a gravità, oppure opporsi agli sforzi agenti mediante l'azione di contrasto di una delle pareti laterali del cunicolo (ovviamente, in questo caso, non si parlerà più di spinta passiva del terreno, ma andranno determinate le pressioni trasmesse su tale parete dalla superficie del blocco a contatto con essa); per i blocchi a gravità saranno naturalmente diverse le pressioni ammissibili alla base d'appoggio.

I blocchi di ancoraggio delle tubazioni posate in cunicolo si differenziano da quelli visti per le tubazioni interrate per quel che riguarda gli sforzi agenti su di essi. Per determinare tali sforzi, si distinguono due casi:
– la tubazione è munita di giunti di dilatazione;
– la tubazione è priva di giunti di dilatazione.

9.3.1 Tubazione munita di giunti di dilatazione

Per un blocco di ancoraggio posto in corrispondenza di un cambiamento di livelletta, si consideri il tronco di tubazione compreso tra il giunto di dilatazione immediatamente a monte e quello immediatamente a valle del blocco (figura 9.16).

Siano L_1 e α_1 rispettivamente la lunghezza del tronco di monte e l'angolo che l'asse di tale tronco forma con l'orizzontale, L_2 e α_2 le analoghe grandezze relative al tronco di valle. In condizioni idrostatiche, le forze che agiscono sul tronco liquido compreso tra le sezioni trasversali estreme 1 e 2, forze che interessano per determinare le azioni che sollecitano l'ancoraggio, sono le seguenti:
1) Spinta idrostatica sulla sezione 1 di monte, diretta da monte verso valle:

$$S_1 = \frac{\pi D^2}{4} \gamma h_1$$

2) Spinta idrostatica sulla sezione 2 di valle, diretta da valle verso monte:

$$S_2 = \frac{\pi D^2}{4} \gamma h_2$$

3) Peso del tronco liquido di monte:

$$G_1 = \frac{\pi D^2}{4} L_1 \gamma$$

4) Peso del tronco liquido di valle:

$$G_2 = \frac{\pi D^2}{4} L_2 \gamma$$

Le componenti $G_1 \cos \alpha_1$ e $G_2 \cos \alpha_2$ dei pesi dei due tronchi liquidi, perpendicolari ai rispettivi assi delle tubazioni, si scaricano direttamente sulle sellette di appoggio (la stessa cosa accade per le analoghe componenti dei pesi G_{T_1} e G_{T_2} dei due tronchi di tubazione), per cui, per la stabilità del blocco di ancoraggio andranno considerate solo le componenti $G_1 \operatorname{sen} \alpha_1$ e $G_2 \operatorname{sen} \alpha_2$ dei pesi dei due tronchi liquidi secondo i rispettivi assi; la prima delle suddette componenti ha la stessa direzione e lo stesso senso di $\mathbf{S_1}$, mentre la seconda ha la stessa direzione ma senso opposto a

$\mathbf{S_2}$. Globalmente, perciò, agirà sul blocco una forza secondo l'asse della tubazione di monte, diretta verso valle, pari a:

$$S_1 + G_1 \, sen \, \alpha_1 = \frac{\pi D^2}{4} \gamma h$$

e una forza, secondo l'asse della tubazione di valle, diretta verso monte:

$$S_2 - G_2 \, sen \, \alpha_2 = \frac{\pi D^2}{4} \gamma h$$

essendo h il carico nel punto in cui cambia la livelletta. La forza globale diretta

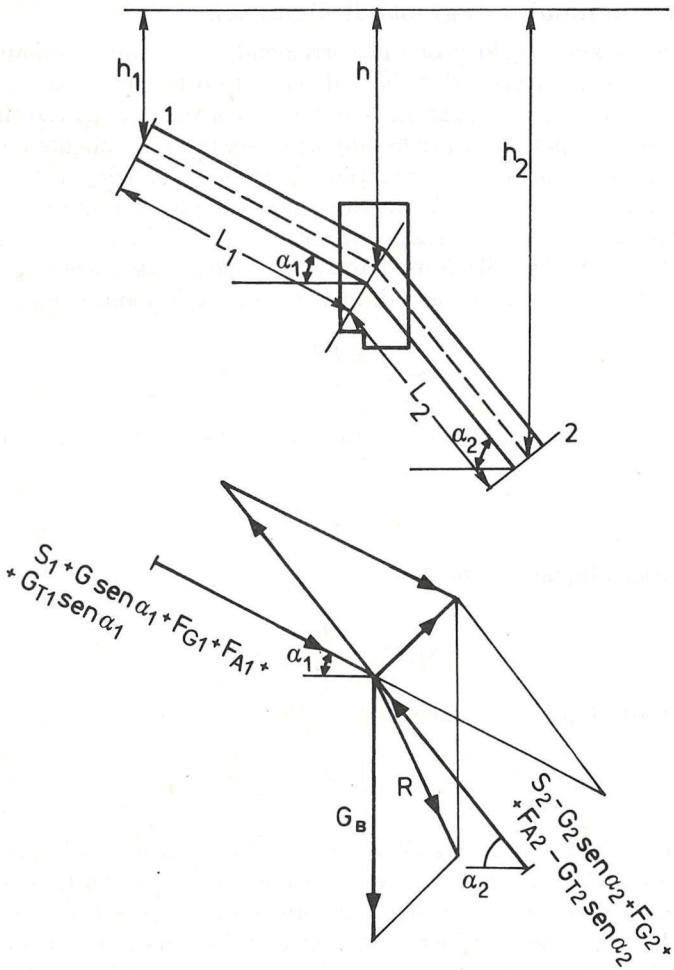


Fig. 9.16 Forze agenti su un blocco di ancoraggio in corrispondenza di un cambiamento di livelletta di una tubazione con giunti di dilatazione.

da monte verso valle risulta perciò uguale, in modulo, a quella diretta verso monte, proprio come accadeva per le tubazioni interrate, in cui l'equazione dell'equilibrio globale era stata applicata al tronco liquido compreso tra le sezioni estreme del blocco.

Le altre azioni che sollecitano il blocco sono le seguenti:

5) Componente assiale $G_{T_1}\, sen\, \alpha_1$ del peso della tubazione del tronco di monte;

6) Componente assiale $G_{T_2}\, sen\, \alpha_2$ del peso della tubazione del tronco di valle;

7) Forza d'attrito tra la tubazione piena d'acqua del tronco di monte e le selle d'appoggio, forza che tende a contrastare il movimento della tubazione dovuto a dilatazione termica. La situazione più critica si ha quando tale forza, diretta secondo l'asse della tubazione, ha lo stesso senso di S_1 e si manifesta quindi per effetto di un movimento del tubo diretto dall'ancoraggio verso il giunto di monte.

Questa forza F_{A_1} vale:

$$F_{A_1} = f\,(G_{T_1} + G_{A_1})\, cos\, \alpha_1$$

Il coefficiente f d'attrito varia tra 0,5 e 0,7 se la tubazione poggia direttamente sulle sellette in calcestruzzo e tra 0,03–0,05 se l'appoggio avviene tramite lastre in resine fluorocarboniche tipo teflon; se però le tubazioni sono metalliche è consigliabile assumere valori minimi di f di 0,15–0,20, dato l'inevitabile peggioramento nel tempo dello stato di conservazione delle loro superfici esterne. È da notare che la contrazione longitudinale della tubazione, dovuta, per effetto Poisson, alla dilatazione trasversale causata dalla pressione interna, provoca un movimento della tubazione in senso opposto a quello ipotizzato sopra; tuttavia, se l'allungamento dovuto a variazione termica prevale su tale contrazione, il movimento del tubo resta diretto dal blocco d'ancoraggio verso monte e quindi la F_{A_1} diretta da monte verso valle.

8) Analoga forza d'attrito tra la tubazione piena d'acqua del tronco di valle e le selle d'appoggio, che è diretta da valle verso monte (e quindi ha lo stesso senso di S_2), se si ipotizza un movimento della tubazione, per effetto della dilatazione, diretto dall'ancoraggio verso valle:

$$F_{A_2} = f\,(G_{T_2} + G_{A_2})\, cos\, \alpha_2$$

9) Forza di attrito nel giunto di dilatazione a monte; per una pressione di serraggio nel premistoppa pari alla pressione idraulica $= \gamma\, h_1$, tale forza F_{g_1} vale:

$$F_{g_1} = \pi\, D\, b\, f_g\, (2\, \gamma\, h_1)$$

dove b è la larghezza della guarnizione del giunto e quindi $\pi\, D\, b$ la superficie di contatto e f_g il coefficiente di attrito nel giunto, per il quale si può assumere il valore 0,3. Se la condotta si dilata verso monte, la F_{g_1} è diretta verso valle.

10) Analoga forza di attrito nel giunto di dilatazione a valle, che, con le ipotesi fatte sopra, è diretta da valle verso monte e vale:

$$F_{g_2} = \pi\, D\, b\, f_g\, (2\, \gamma\, h_2)$$

11) Peso G_B del blocco di ancoraggio.[3]
Bisogna quindi comporre tutte le forze sopra elencate, trovando la risultante R (figura 9.16) e procedendo quindi alle varie verifiche del blocco viste in precedenza.

9.3.2 Tubazione priva di giunti di dilatazione

Si considerino i tratti di tubazione compresi tra il generico blocco di ancoraggio e i rispettivi blocchi a monte e a valle e le sezioni di mezzeria 1 e 2 di tali tratti (figura 9.17); in questo caso il tronco di tubazione di monte da prendere in esame è compreso tra la sezione 1 e la sezione in cui cambia la livelletta e quello di valle va da tale sezione fino alla sezione 2.

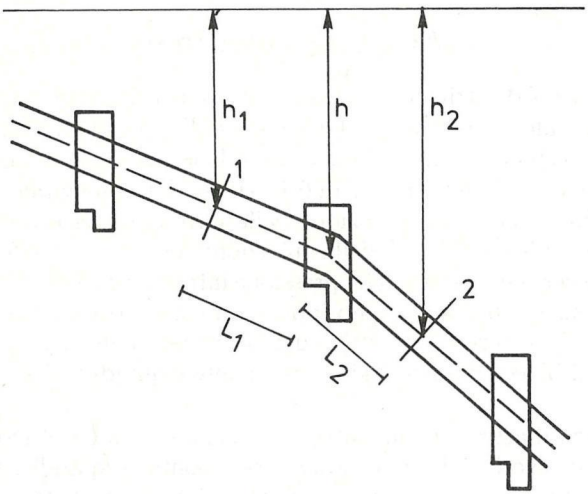


Fig. 9.17 Blocco di ancoraggio in corrispondenza di un cambiamento di livelletta di una tubazione priva di giunti di dilatazione.

Le spinte idrostatiche nelle sezioni estreme e le componenti assiali dei pesi dei volumi liquidi dei due tronchi assumono le stesse espressioni viste per il caso di tubazione munita di giunti di dilatazione e, nel loro complesso, si riducono a due forze S_1 e S_2 di intensità pari a $\frac{\pi D^2}{4}\gamma h$, la prima agente secondo l'asse della tubazione di monte e diretta verso valle, la seconda agente secondo l'asse della tubazione di valle e diretta verso monte. Restano ugualmente invariate le forze 5, 6 e 11 del precedente paragrafo, mentre risultano assenti le forze 7, 8, 9 e 10 di

(3) Occorrerebbe ancora considerare le componenti dei pesi, secondo le normali ai rispettivi assi, dei tronchetti di tubazione di monte e di valle a contatto col blocco e dei volumi liquidi in essi contenuti, che si scaricano sul blocco stesso (le componenti secondo gli assi sono già state considerate); tali componenti sono però di entità molto modesta rispetto alle altre forze agenti.

attrito, in quanto la tubazione non è libera di dilatarsi; al loro posto si manifestano però delle forze dovute proprio all'impedito movimento della tubazione.

Considerando anche in questo caso la situazione che dà luogo a forze dirette rispettivamente secondo il senso di S_1 e S_2 risulta:

7') Forza, diretta verso valle, dovuta all'impedita dilatazione del tronco di monte della tubazione. Detto α il coefficiente di dilatazione termica lineare del materiale costituente la tubazione, in seguito a un aumento $\Delta\theta$ di temperatura risulta impedito l'allungamento percentuale $\frac{\Delta L_1}{L_1} = \alpha\,\Delta\theta$ e nascono nella tubazione delle tensioni longitudinali di compressione $\sigma = \alpha\,\Delta\theta\,E$ (essendo E il modulo di elasticità normale del materiale); lo sforzo contro l'ancoraggio, diretto da monte verso valle, risulta quindi:

$$F_{D_1} = \alpha\,\Delta\theta\,E\,\pi\,D\,s$$

dove D rappresenta in questo caso il diametro medio.

8') Forza dovuta all'impedita dilatazione del tronco di valle, diretta da valle verso monte:

$$F_{D_2} = \alpha\,\Delta\theta\,E\,\pi\,D\,s$$

9') Per effetto della pressione interna p, la tubazione di monte, se fosse libera, subirebbe una contrazione longitudinale unitaria ϵ_L:

$$\epsilon_L = \frac{1}{m}\,\frac{1}{E}\,\frac{p\,D}{2\,s}$$

con $\frac{1}{m}$ coefficiente di Poisson. L'impedita contrazione longitudinale fa nascere nella tubazione uno sforzo di trazione, diretto assialmente, $\sigma_L = E\,\epsilon_L$ e quindi una forza F_{p_1} contro l'ancoraggio, diretta da valle verso monte; essendo l'area su cui agisce la σ pari a $\pi\,D\,s$, tale forza vale:

$$F_{p_1} = \frac{1}{m}\,\frac{\pi\,D^2\,p}{2}$$

In definitiva, perciò, le forze 7' e 9' danno luogo a una forza diretta da monte verso valle pari a $F_{D_1} - F_{p_1}$.

10') Forza dovuta all'impedita contrazione longitudinale della tubazione di valle, dovuta alla pressione interna per effetto Poisson, diretta da monte verso valle

$$F_{p_2} = \frac{1}{m}\,\frac{\pi\,D^2\,p}{2}$$

Quindi le forze 8' e 10' originano nel complesso una forza diretta da valle verso monte, secondo l'asse della tubazione di valle, pari a $F_{D_2} - F_{p_2}$.

Poiché i due tronchi di tubazione sono sottoposti a pressione interna variabile lungo l'asse in quanto varia il carico h, in effetti il calcolo di F_{p_1} e F_{p_2} risulterebbe più complesso; si possono però utilizzare per semplicità le espressioni sopra riportate, introducendo per p i valori della pressione media che si ha nei tronchi di monte e di valle della tubazione, senza commettere sensibili errori. Per le successive verifiche del blocco di ancoraggio si procede come di consueto.

9.3.3 Tubazione rettilinea con forte pendenza posata in cunicolo

Si può ancora distinguere il caso di tubazione munita di giunti di dilatazione da quello di tubazione priva di giunti.

Nel primo caso, considerando il tronco di tubazione compreso tra il giunto a monte e quello a valle del blocco, le forze agenti sono ancora quelle viste nel paragrafo 9.3.1, con la differenza che ora le forze 1, 2, 3, e 4 hanno risultante nulla, essendo la tubazione rettilinea. Le altre forze (5, 6, 7, 8, 9 e 10) sono tutte dirette secondo l'asse della tubazione, per cui la loro risultante è diretta secondo tale asse; il peso $\mathbf{G_B}$ del blocco deve riportare tale risultante alla sua base di appoggio al cunicolo e le verifiche da effettuare sono le stesse di quelle viste nel paragrafo 9.2.2.

Se la tubazione a forte pendenza è priva di giunti di dilatazione, le forze agenti sono le 5, 6, 7', 8', 9', 10' e 11 viste nei precedenti paragrafi, tutte dirette secondo l'asse del tubo (anche in questo caso, infatti, le 1, 2, 3 e 4 hanno risultante nulla).

9.4 Collegamenti tra tubazioni e blocchi di ancoraggio

I collegamenti tra le tubazioni e i blocchi di ancoraggio sono necessari per ottenere un complesso monolitico che con il suo peso assicuri la stabilità della condotta. Generalmente, per il dimensionamento dei collegamenti si procede in questo modo.

Si considera la risultante **R** di tutte le forze agenti secondo gli assi dei tronchi di tubazione di monte e di valle e se ne determinano le componenti **N** secondo la bisettrice dell'angolo formato da detti assi e **T** secondo la normale a tale bisettrice (figura 9.18).

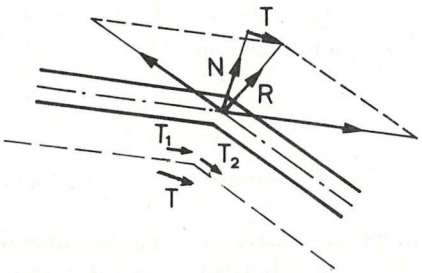


Fig. 9.18 Azioni che sollecitano un blocco di ancoraggio.

Nelle curve convesse verso l'alto la **N** tende a sollevare la tubazione, che dovrà quindi essere ancorata al blocco mediate una serie di staffoni metallici, costituiti in genere da piatti di ferro, opportunamente immorsati nel calcestruzzo e disposti in maniera simmetrica rispetto alla direzione di **N** (figura 9.19). Il numero n di tali staffe, ciascuna di area A_a, si determina mediante la relazione:

$$N = n\,2\,A_a\,\sigma_{a\,m} \tag{9.27}$$

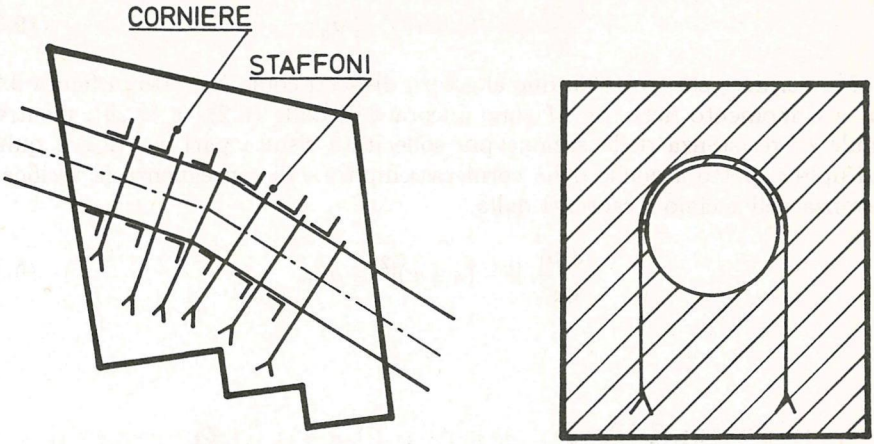


Fig. 9.19 Tubazione annegata in un blocco di ancoraggio e collegata a questo mediante staffoni e corniere e particolare degli staffoni.

con $\sigma_{a\,m}$ tensione ammissibile nell'acciaio. Le staffe vengono collegate con profilati metallici annegati nella muratura.

Nelle curve concave verso l'alto la tubazione è premuta contro il blocco e perciò gli staffoni hanno una semplice funzione di collegamento, per cui essi non devono essere oggetto di appositi calcoli.

La componente **T** della risultante deve essere scomposta secondo le direzioni degli assi dei due tronchi di tubazione (figura 9.18); la componente $\mathbf{T_1}$ tende a fare scorrere sul blocco il tronco di monte e la componente $\mathbf{T_2}$ il tronco di valle. Tali forze di scorrimento vengono contrastate mediante corniere di ancoraggio circolari, saldate alla tubazione e annegate nel calcestruzzo (figura 9.20). Le corniere sono in genere costituite da angolari metallici e devono essere sottoposte a due tipi di verifica: il primo relativo alla pressione p_c trasmessa al calcestruzzo e il secondo alla resistenza della corniera nella sezione in cui si ha il massimo momento flettente.

Con riferimento alla figura 9.20, se n_1 è il numero delle corniere, la pressione p_1 trasmessa al calcestruzzo dal tronco di monte vale:

$$p_1 = \frac{T_1}{n_1 \frac{\pi}{4} \left[(D_E + l)^2 - D_E^2\right]} \tag{9.28}$$

per la p_1 si assume, in genere, un valore massimo di 6 Kg/cm^2.

Per quanto riguarda la verifica delle corniere, la sezione più sollecitata è la a–a, in cui si ha il momento flettente (per unità di lunghezza circonferenziale di corniera):

$$M = \frac{1}{2} p_1 \left[l - (s + r)\right]^2 \tag{9.29}$$

Il momento resistente della sezione è invece pari a $\frac{1}{6}\, s^2$, per cui deve essere:

$$\frac{3p_1}{s^2}\,[l-(s+r)]^2 \leq \sigma_{am} \tag{9.30}$$

Per corniere costituite da due angolari, disposti come indicato in figura 9.21, la p_1 e il momento flettente M sono ancora dati dalle (9.28) e (9.29), mentre il modulo di resistenza della sezione più sollecitata risulta pari a $\frac{1}{6}(2\,s)^2$, quindi quadruplo rispetto a quello della corniera semplice e di conseguenza la verifica di resistenza dell'acciaio è espressa dalla:

$$\frac{3}{4}\frac{p_1}{s^2}\,[l-(s+r)]^2 \leq \sigma_{am} \tag{9.31}$$

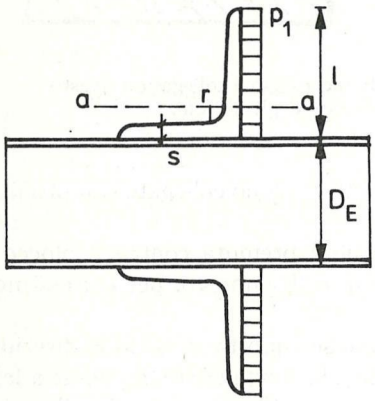


Fig. 9.20 - Corniere di ancoraggio costituite da un solo angolare.

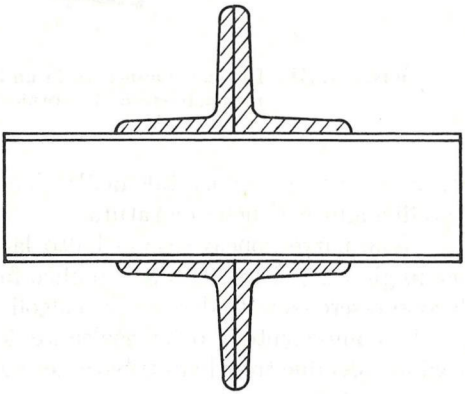


Fig. 9.21 Corniere di ancoraggio costituite da due angolari.

Si fa presente che la tubazione può anche essere collegata rigidamente al blocco senza annegarla nel calcestruzzo, ma facendola poggiare su questo solo nella sua parte inferiore (figura 9.22); in questo caso, il dimensionamento degli staffoni di ancoraggio resta immutato rispetto a quello visto in precedenza, mentre cambia quello delle corniere, riducendosi a metà circonferenza lo sviluppo di queste. La pressione p_1 diviene perciò doppia rispetto a quella data dalla (9.28); con tale precisazione, le (9.29), (9.30) e (9.31) restano ancora valide.

Quando le tubazioni sono di grande diametro, la moderna tendenza è quella di mantenerle all'esterno del blocco di ancoraggio, in modo da renderle ispezionabili in ogni loro punto; naturalmente questa soluzione non è possibile per le tubazioni posate in trincee di scavo, mentre risulta fattibile per quelle posate in cunicolo o in galleria o per tubazioni posate all'aperto (soluzione quest'ultima che, però, come si è più volte detto, può essere adottata per gli acquedotti solo per brevi tratti, limitatamente a eventuali attraversamenti aerei).

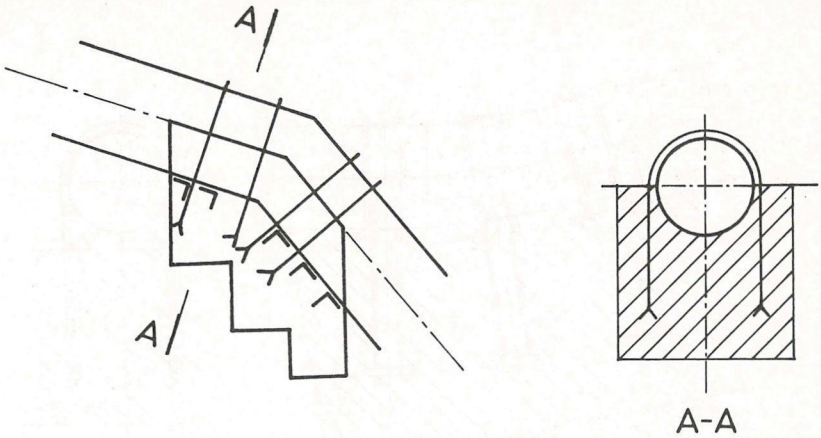


Fig. 9.22 Tubazione posata su un blocco d'ancoraggio e munita di staffoni.

Le tubazioni posate all'esterno del blocco vengono collegate a questo mediante apposite strutture, saldate alle tubazioni stesse, come per esempio quelle riportate nelle figure 9.23 e 9.24.

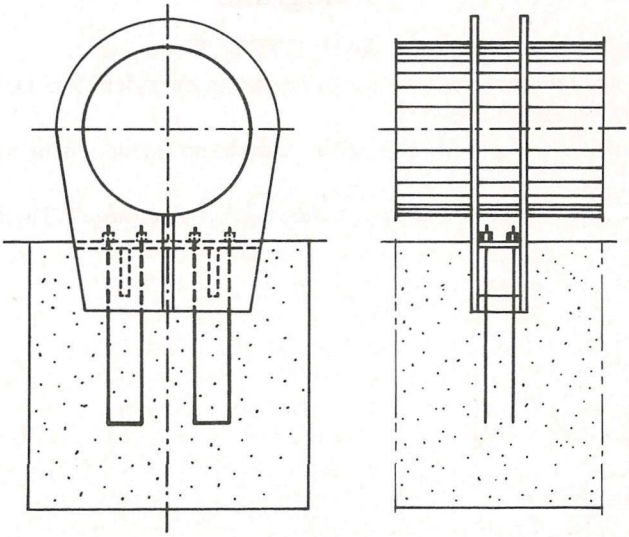


Fig. 9.23 Sezione longitudinale e trasversale di una tubazione collegata a un blocco d'ancoraggio mediante apposita struttura metallica.

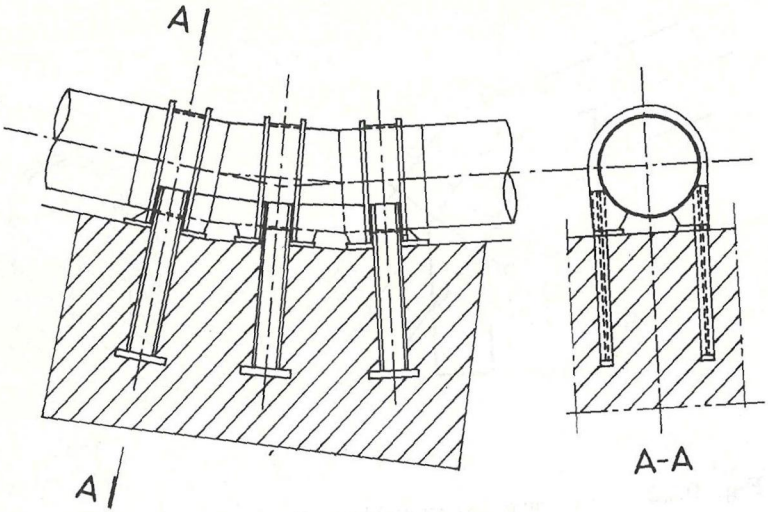


Fig. 9.24 Collegamento di una tubazione a un blocco d'ancoraggio mediante una struttura metallica, in corrispondenza di un cambio di livelletta.

Bibliografia

Arredi F., *Costruzioni Idrauliche*, vol.II, UTET, Torino 1972.

Blocchi di ancoraggio per condotte in pressione, (a cura dell'Ing. D. Nucera), Tubi Ghisa S.p.A., 1980

Condotte in acciaio per grandi acquedotti, Quaderno tecnico della Nuova Italsider, 1986.

Marchetti M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, Tamburini, Milano 1947.

10

I FENOMENI DI MOTO VARIO E GLI IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

10.1 Premesse

I fenomeni di moto vario nelle condotte in pressione sono normalmente generati da una variazione di portata dovuta alla manovra di un organo di regolazione; nelle condotte a sollevamento meccanico sono dovuti anche a una brusca interruzione della potenza motrice.

Per manovre di regolazione abbastanza rapide, si verifica un fenomeno comunemente noto con il nome di colpo d'ariete, durante il quale le grandezze caratteristiche della corrente liquida – pressione, velocità e portata – variano non solo nel tempo, ma anche lungo la tubazione; per lo studio di tale fenomeno è necessario considerare la compressibilità del liquido e la deformabilità della condotta.

Per manovre di regolazione molto lente o in presenza di efficaci dispositivi di attenuazione delle oscillazioni di carico (pozzi piezometrici, camere d'aria ecc.), sono invece trascurabili le caratteristiche elastiche del liquido e della tubazione e il moto vario può essere trattato come un semplice fenomeno di oscillazione di massa, durante il quale la velocità e la portata della corrente, pur variando nel tempo, risultano in ogni istante costanti lungo l'intera condotta.

I fenomeni descritti risultano molto complessi; in questo capitolo ci si limita a fornire solo delle nozioni di carattere pratico, limitatamente alle tubazioni d'acquedotto, rimandando alla letteratura tecnica per una trattazione più dettagliata.

L'aspetto più interessante del fenomeno di moto vario, sotto il profilo tecnico, è la determinazione delle massime sovrappressioni e depressioni che si verificano lungo la condotta, che possono risultare molto pericolose; le prime per le maggiori sollecitazioni che provocano nel materiale e le seconde perché possono far scendere la pressione interna al di sotto della pressione atmosferica, per cui la tubazione risulta soggetta a sforzi di compressione e può non resistere per fenomeni di instabilità elastica (vedasi paragrafo 4.20).

Le Norme tecniche sulle tubazioni, contenute nel DM 12.12.1985 e riportate in appendice, fissano dei limiti alla massima sovrappressione da colpo d'ariete ammissibile nelle tubazioni in pressione, in funzione della pressione idrostatica (tabella 4.1); quando perciò dai calcoli si ricavano sovrappressioni maggiori, è indispensabile prevedere l'installazione di dispositivi di attenuazione.

Per la determinazione delle massime oscillazioni di carico, occorre distinguere le condotte a gravità da quelle a sollevamento meccanico.

10.2 Colpo d'ariete nelle condotte a gravità

Il moto vario si manifesta in queste condotte in seguito a manovre di regolazione effettuate allo scopo di variare la portata. Si considera il caso più semplice di un'unica condotta, di diametro D e spessore s costanti, alimentata da un serbatoio a livello invariabile, nella quale defluisce una portata Q.

Si effettui una manovra di chiusura in un certo tempo T_c, mediante un organo di regolazione installato nella sezione di sbocco; si suppone, per semplicità, che la chiusura sia completa e che la manovra sia lineare, nel senso che l'area della sezione terminale di efflusso vari linearmente nel tempo dal valore iniziale fino ad annullarsi.

Non appena ha inizio la manovra di chiusura, incomincia a manifestarsi nella sezione di sbocco una perturbazione, caratterizzata da un aumento di pressione e da una diminuizione di velocità, la quale si propaga lungo la condotta con una celerità a data dalla:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{\epsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D}{s}\frac{\epsilon}{E}}} \tag{10.1}$$

dove ϵ e ρ sono rispettivamente il modulo di compressibilità cubica e la densità del liquido, E il modulo di elasticità del materiale della tubazione, D e s il diametro e lo spessore della stessa.

Per condotte indeformabili (E infinito), la celerità a con cui si propaga la perturbazione risulta pari a $\sqrt{\frac{\epsilon}{\rho}}$, che rappresenta la velocità di propagazione del suono nel mezzo. Per l'acqua, essendo $\rho = 1000$ Kg/m^3 e $\epsilon = 2{,}03\ 10^9$ N/m^2, tale velocità assume il valore di 1425 m/s.

Per effetto della deformabilità della tubazione, la celerità risulta inferiore e, per un dato materiale, assume valori che diminuiscono all'aumentare del rapporto D/s. Risulta mediamente:

tubazioni di acciaio ($E \simeq 2{,}06 \cdot 10^{11}$ N/m^2) $a = 1000 \div 1250$ m/s
tubazioni di ghisa ($E \simeq 1{,}05 \cdot 10^{11}$ N/m^2) $a = 1000 \div 1200$ m/s
tubazioni cementizie ($E \simeq 10^{10}$ N/m^2 (a trazione)) $a = 700 \div 800$ m/s
tubazioni di PVC ($E = 3 \cdot 10^9$ N/m^2) $a = 250 \div 450$ m/s
tubazioni di PEAD ($E = 8{,}8 \cdot 10^8$ N/m^2) $a = 200 \div 300$ m/s
tubazioni di PVRF ($E = 1{,}2 \cdot 10^{10}$ N/m^2) $a = 450 \div 600$ m/s

Dati i valori molto elevati della celerità, il fenomeno del colpo d'ariete si esplica in tempi estremamente brevi, per cui risulta influenzato molto poco dalle resistenze di attrito, che vengono perciò generalmente trascurate.

Allievi ha fornito una trattazione completa del colpo d'ariete, pervenendo a risultati pressoché conclusivi; le equazioni che regolano il fenomeno sono quelle di moto vario e di continuità, che devono essere scritte tenendo conto delle caratteristiche elastiche del liquido e della tubazione; l'integrazione di tali equazioni, tenendo conto delle condizioni iniziali (moto uniforme o permanente in condotta) e di quelle al contorno, rappresentate dalla invariabilità della pressione nella sezione di imbocco del serbatoio e dalla legge di chiusura dell'organo di regolazione nella

sezione di sbocco (si è supposta in precedenza una manovra lineare), fornisce la soluzione del problema.

10.2.1 Manovre di chiusura

Per manovre di chiusura istantanea si verifica, lungo tutta la tubazione, la sovrappressione massima Δh_{max}, che espressa in metri di colonna liquida risulta:

$$\Delta h_{max} = \frac{a\,V_0}{g} \tag{10.2}$$

con V_0 velocità di regime e g accelerazione di gravità. La massima depressione risulta uguale in valore assoluto alla massima sovrappressione.

Per durata della fase si intende il tempo:

$$T = \frac{2\,L}{a} \tag{10.3}$$

impiegato dalla perturbazione a propagarsi dalla sezione di sbocco a quella di imbocco e a ritornare allo sbocco dopo essere stata riflessa.

Per manovre di chiusura brusche si intendono quelle di durata $T_c \leq \frac{2\,L}{a}$; per tali manovre la massima sovrappressione (e quindi la massima depressione) nella sezione di sbocco raggiunge ancora il valore dato dalla (10.2). Però tale valore non si verifica più lungo l'intera tubazione, come per le manovre istantanee, ma solo in una parte di essa. Precisamente, per un tempo di chiusura di durata $T_c < \frac{2\,L}{a}$, la massima sovrappressione si verifica per un tratto di lunghezza x, a partire dallo sbocco, dato dalla [1]:

$$x = L - \frac{a\,T_c}{2} \tag{10.4}$$

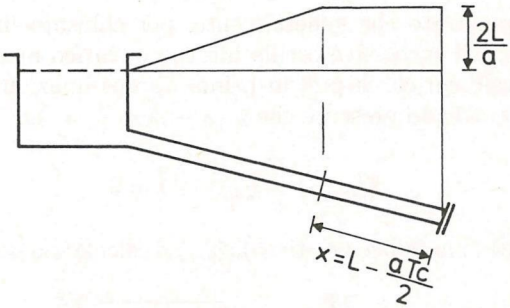


Fig. 10.1 Andamento delle massime sovrapressioni lungo una condotta per manovra di chiusura di durata $T_c < 2\,L/a$.

---

[1] La massima sovrappressione si verifica in tutte le sezioni fino alle quali l'intera onda diretta che si propaga dallo sbocco verso monte giunge prima che inizi ad arrivare l'onda riflessa dalla sezione di imbocco, che riduce la sovrappressione. La lunghezza x del tratto con sovrappressione data dalla (10.2) si ottiene perciò dalla relazione: $T_c + x/a = L/a + (L - x)/a$, da cui si perviene alla 10.4.

Nel secondo tratto di tubazione la sovrappressione massima diminuisce con legge lineare fino ad annullarsi alla sezione di imbocco (figura 10.1).

Per manovre lente si intendono quelle di durata $T_c > \frac{2L}{a}$, per le quali anche nella sezione di sbocco si verifica una sovrappressione massima inferiore a quella data dalla (10.2). La determinazione di tale sovrappressione, ammettendo la manovra di chiusura lineare, può essere effettuata mediante le classiche equazioni concatenate di Allievi.

Essendo la durata di una fase data dalla (10.3), il tempo di chiusura θ, espresso in fasi, risulta:

$$\theta = \frac{T_c}{\frac{2L}{a}} \tag{10.5}$$

Oltre alle grandezze di simbologia nota, si indichi:
con l'indice i i valori delle varie grandezze al termine della fase iesima;
Y_0 = carico idrostatico, che, trascurando le perdite di carico, coincide col carico di regime, che si ha all'inizio della manovra (fase zero);
$\xi_i^2 = \frac{Y_i}{Y_0}$ = rapporto tra il carico Y_i al termine della fase iesima e il carico idrostatico Y_0;
η_i = grado di apertura percentuale nella sezione di sbocco, dove è posto l'organo di regolazione, al termine della fase iesima; η_i è cioè pari al grado di apertura riferito all'apertura di regime. Risulta quindi: $\eta_0 = 1$; $\eta_i = 1 - \frac{i}{\theta}$; $\eta_\theta = 0$.
$K = \frac{a\,V_0}{2\,g\,Y_0}$ = Numero di Allievi (adimensionale).

Con le precisazioni fatte, la generica equazione concatenata di Allievi, che mette in relazione i carichi percentuali con i gradi di apertura in due fasi successive, scritta in forma adimensionale, risulta:

$$\xi_i^2 + \xi_{i-1}^2 - 2 = 2\,K\,(\eta_{i-1}\,\xi_{i-1} - \eta_i\,\xi_i) \tag{10.6}$$

Allievi ha dimostrato che generalmente, per chiusure lineari, il carico percentuale ξ^2 in due fasi successive oscilla intorno al carico massimo ξ_{max}^2, per cui, per la ricerca di tale carico, si può in prima approssimazione porre nella (10.6) $\xi_i^2 = \xi_{i-1}^2 = \xi_{max}^2$ e avendo presente che $\eta_{i-1} - \eta_i = \frac{1}{\theta}$ si ha:

$$\xi_{max}^2 - \frac{K}{\theta}\,\xi_{max} - 1 = 0 \tag{10.7}$$

Ricavando dalla (10.7) la radice positiva di ξ_{max} e calcolando quindi ξ_{max}^2 si ottiene:

$$\xi_{max}^2 = \left[\frac{K}{2\,\theta} + \sqrt{\left(\frac{K}{2\,\theta}\right)^2 + 1}\right]^2 \tag{10.8}$$

Dalla (10.8) si vede che nel piano $(K - \theta)$ le linee con ξ_{max} costante sono delle rette uscenti dall'origine.

Vi sono però alcune zone del piano $(K - \theta)$ in cui l'ipotesi fatta sul carico massimo non risulta verificata, per cui il valore di ξ_{max}^2 che si ricava dalla (10.8) può risultare affetto da un errore non sempre trascurabile; è necessario perciò ricavare

ξ^2_{max} dalle equazioni concatenate (10.6). Allo scopo, se la chiusura avviene in θ fasi, si possono scrivere θ equazioni concatenate (10.6); essendo $\xi_0 = 1$, dalla prima di tali equazioni si può ricavare ξ_1, che, sostituito nella seconda equazione, permette di determinare ξ_2 e così via, fino al ξ_θ che si ha all'istante di chiusura completa.

Dal confronto dei vari ξ^2_i si ottiene ξ^2_{max}.

Questo lavoro è stato fatto da Allievi, che ha riportato i valori di ξ^2_{max} in un abaco, in funzione di K e di θ (figura 10.2).

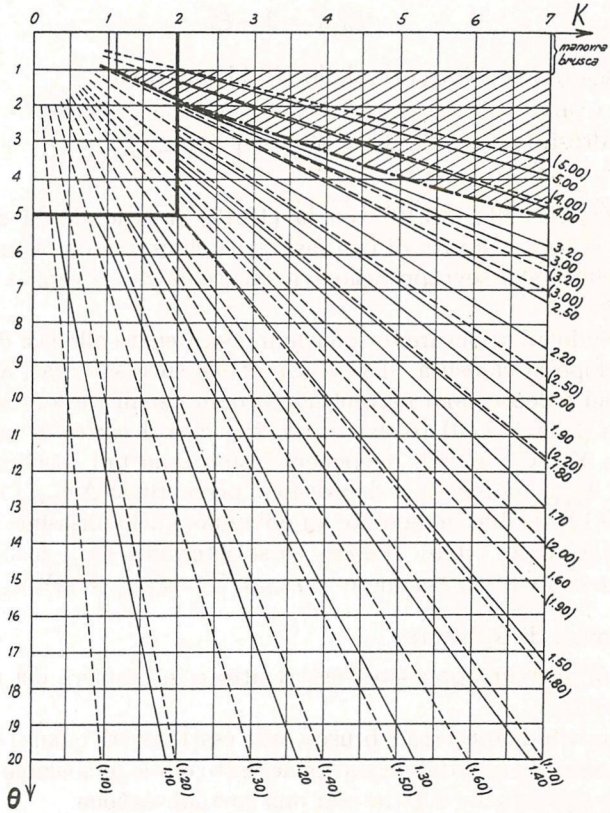


Fig. 10.2 Valori di ξ^2_{max} in funzione di K e di θ (—— Allievi ; - - - - Micheaud).

Essendo $Y_{max} = Y_0 + \Delta Y_{max}$ e $\xi^2_{max} = Y_{max}/Y_0$, si deduce che la sovrappressione percentuale $\Delta Y_{max}/Y_0$ massima è legata al valore di ξ^2_{max} dalla relazione:

$$\frac{\Delta Y_{max}}{Y_0} = \xi^2_{max} - 1 \tag{10.9}$$

mentre la sovrappressione percentuale $\Delta Y_\theta/Y_0$ che si ha al momento della chiusura

risulta:

$$\frac{\Delta Y_\theta}{Y_0} = \xi_\theta^2 - 1 \tag{10.10}$$

Poiché il valore di ξ_{max}^2 si verifica in una fase molto prossima a quella di chiusura completa, esso risulta sempre solo di poco superiore a ξ_θ^2.

Per determinare la massima depressione, occorre applicare la (10.6) alle fasi $\theta+1$, $\theta+2$ ... $\theta+n$, successive a quella di chiusura completa. Nella fase $\theta+1$, che segue quella di chiusura, avendo presente che $\eta_\theta = \eta_{\theta+1} = 0$, si ha:

$$\xi_{\theta+1}^2 = 2 - \xi_\theta^2 \tag{10.11}$$

ed essendo $\xi_{\theta+1}^2 = 1 + \Delta Y_{\theta+1}/Y_0$, dalla (10.11) si ottiene:

$$\frac{\Delta Y_{\theta+1}}{Y_0} = \xi_{\theta+1}^2 - 1 = 1 - \xi_\theta^2 \tag{10.12}$$

Dal confronto della (10.10) con la (10.12) si vede che la depressione percentuale, che si ha a distanza di una fase dalla chiusura completa, risulta uguale, in valore assoluto, alla sovrappressione percentuale che si verifica all'istante della chiusura stessa.

Continuando ad applicare le equazioni concatenate alle fasi $\theta+2$, $\theta+3$ ecc., si vede che, dopo la chiusura, si verificano nelle successive fasi alternativamente sovrappressioni e depressioni percentuali sempre uguali fra loro in modulo, il cui valore è dato dalla (10.10) (o dalla (10.12)); cioè il carico Y oscilla intorno al valore statico Y_0. Gli attriti, ovviamente, smorzano tali oscillazioni nel tempo. Essendo $\xi_\theta^2 < \xi_{max}^2$, la massima depressione percentuale $\Delta Y_{min}/Y_0 = \Delta Y_{\theta+1}/Y_0$, data dalla (10.12) risulta, in modulo, un po' minore della massima sovrappressione percentuale data dalla (10.9). Perciò, se si determina ξ_{max}^2 mediante l'abaco di Allievi, risulta cautelativo assumere $|\Delta Y_{min}|/Y_0 = \xi_{max}^2 = \Delta Y_{max}/Y_0$.

10.2.2 Manovre di apertura

Le manovre di apertura possono essere trattate in maniera del tutto analoga a quelle di chiusura.

Se la manovra di apertura è brusca, vale esattamente quanto detto per quella di chiusura brusca; l'unica differenza sta nel fatto che le oscillazioni di carico hanno inizio con una depressione anziché con una sovrappressione.

Per le manovre lente si possono ancora scrivere le equazioni concatenate di Allievi (10.6), riferendo però il grado di apertura percentuale non al grado di apertura iniziale, che è nullo, ma a quello finale, che è massimo; risulta perciò in questo caso $\eta_i = i/\theta_c$ (grado di apertura nella fase iesima di una manovra di apertura in θ fasi). Secondo l'ipotesi di Allievi il carico percentuale ξ^2 oscilla in due fasi successive intorno a un valore minimo ξ_{min}^2, per cui, avendo presente che $\eta_{i-1} - \eta_i = -1/\theta$, dalla (10.6) si ottiene:

$$\xi_{min}^2 + \frac{K}{\theta}\,\xi_{min} - 1 = 0 \tag{10.13}$$

Assumendo per ξ_{min} la radice positiva e calcolando ξ^2_{min}, che rappresenta la minima pressione percentuale, si ha:

$$\xi^2_{min} = \left[-\frac{K}{2\theta} + \sqrt{\left(\frac{K}{2\theta}\right)^2 + 1} \right]^2 \tag{10.14}$$

Anche in questo caso valgono per ξ^2_{min} le osservazioni fatte su ξ^2_{max} a proposito delle manovre di chiusura, nel senso che valori più esatti di ξ^2_{min} possono essere determinati solo risolvendo successivamente tutte le equazioni concatenate fino alla completa apertura. Si perviene a un abaco di Allievi, del tutto analogo a quello visto per le manovre di chiusura, che riporta nel piano $(K - \theta)$ le linee con ξ^2_{min} costante.

Per il valore della depressione percentuale ξ^2_θ che si ha all'istante di apertura completa e per il valore della massima sovrappressione percentuale che si ha al termine della fase successiva, vale quanto detto per le manovre di chiusura lente.

Di norma, a parità di tempo di manovra, si hanno con l'apertura depressioni e sovrappressioni massime non molto diverse da quelle che si verificano con la chiusura; di solito, perciò, è sufficiente considerare quanto accade nelle manovre di chiusura, anche perché l'apertura può essere effettuata in un tempo maggiore.

Nel caso in cui c'è il pericolo che, a seguito di una manovra di apertura, si possano verificare fenomeni di cavitazione, è consigliabile ricavare il valore della minima pressione in condotta durante il transitorio sottraendo la massima depressione da colpo d'ariete, non dalla pressione idrostatica, ma dalla pressione di regime, che è pari a quella idrostatica diminuita del valore corrispondente alle perdite di carico.

10.2.3 La formula di Micheaud

Nel caso in cui le oscillazioni di pressione dovute al fenomeno del colpo d'ariete siano piccole rispetto alla pressione di regime Y_0, si può, in prima approssimazione, supporre che durante la manovra la velocità in corrispondenza dell'organo di regolazione resti costante, per cui, a una manovra di chiusura (o di apertura) lineare di tale organo, corrisponde una variazione lineare di portata; ciò comporta che nella sezione della condotta subito a monte varia linermente la velocità. In tale ipotesi, per una manovra lineare di chiusura in θ fasi, la velocità V_i, al termine della fase iesima è data dalla:

$$V_i = V_0 \left(1 - \frac{i}{\theta}\right) \tag{10.15}$$

Per pervenire alla formula di Micheaud occorre partire dalle equazioni concatenate di Allievi, scritte in forma dimensionale:

$$Y_1 - Y_0 = \frac{a}{g}(V_0 - V_1) \tag{10.16}$$

$$(Y_2 - Y_0) = -(Y_1 - Y_0) + \frac{a}{g}(V_1 - V_2) \tag{10.17}$$

e, in generale:

$$(Y_i - Y_0) = -(Y_{i-1} - Y_0) + \frac{a}{g}(V_{i-1} - V_i) \tag{10.18}$$

e avendo presente che, per la (10.15), la differenza di velocità in due fasi successive è pari a V_0/θ, dalle precedenti si ricava:

$$Y_1 - Y_0 = \frac{a\,V_0}{g\,\theta}; \quad Y_2 - Y_0 = 0; \quad Y_3 - Y_0 = \frac{a\,V_0}{g\,\theta}; \quad \ldots \tag{10.19}$$

cioè, fino alla chiusura, la sovrappressione risulta $\frac{a\,V_0}{g\,\theta}$ nelle fasi dispari, mentre si annulla nelle fasi pari; dopo la chiusura, invece, essendo sempre $V = 0$, dalle equazioni del tipo (10.18) si deduce che si verificano alternativamente sovrappressioni e depressioni di valore pari a $\frac{a\,V_0}{g\,\theta}$.

Le equazioni concatenate (10.16), (10.17), (10.18) sono valide, sempre con le ipotesi fatte, anche per manovre lineari di apertura. In questo caso, diminuendo la velocità nel tempo, si hanno, nelle fasi successive fino alla chiusura, alternativamente depressioni ancora pari, in modulo, a $\frac{a\,V_0}{g\,\theta}$ e variazioni di pressione nulle, mentre dopo la chiusura si verificano alternativamente depressioni e sovrappressioni, uguali sempre a $\frac{a\,V_0}{g\,\theta}$.

In definitiva quindi, per manovre lineari, sia di chiusura che di apertura in θ fasi, le massime oscillazioni di carico risultano:

$$Y_{max} - Y_0 = |Y_{min} - Y_0| = \frac{a\,V_0}{g\,\theta} \tag{10.20}$$

avendo presente la (10.5), dalla (10.20) si ottiene anche:

$$Y_{max} - Y_0 = |Y_{min} - Y_0| = \frac{2\,L\,V_0}{g\,T_c} \tag{10.21}$$

Dalla (10.21), nota come formula di Micheaud, si vede che le massime oscillazioni di carico sono inversamente proporzionali al tempo di chiusura T_c.

La (10.20) (e l'equivalente (10.21)) risulta cautelativa, in quanto fornisce valori in eccesso di $Y_{max} - Y_0$; infatti, dividendo per Y_0 tutti i termini della (10.20), si ottiene:

$$\xi^2_{max} - 1 = \frac{2\,K}{\theta} \tag{10.22}$$

Anche in questo caso, nel piano $(K - \theta)$ le linee con $\xi^2_{max} = cost$ sono delle rette uscenti dall'origine. Tali rette sono tracciate sull'abaco di Allievi (figura 10.2): è facile constatare che la formula di Micheaud dà risultati in eccesso finché la massima sovrappressione percentuale, calcolata con la teoria di Allievi, è contenuta entro il valore $\xi^2_{max} \simeq 2{,}2$, come generalmente accade nella pratica.

10.2.4 Massime oscillazioni di carico lungo la tubazione

Nel caso di manovre lente, una volta determinata la massima sovrappressione ΔY_{max} nella sezione di sbocco, la massima sovrappressione $\Delta Y_{s\,max}$ nella generica sezione distante s dallo sbocco è data dalla:

$$\Delta Y_{s\,max} = \Delta Y_{max}\,(1 - \frac{s}{L}) \tag{10.23}$$

La (10.23) dice che la massima sovrappressione va diminuendo linearmente dalla sezione di sbocco fino ad annullarsi alla sezione di imbocco; il diagramma delle massime sovrappressioni è rappresentato perciò da una retta inclinata o da una spezzata, a seconda che la tubazione sia rettilinea o sia costituita da una successione di tratti con diversa inclinazione.

10.2.5 Altri problemi inerenti il colpo d'ariete nelle condotte a gravità

Nel caso di tubazione costituita da una serie di tronchi con caratteristiche diverse per materiale, diametro o spessore, ciascun tronco sarà caratterizzato da un proprio valore della celerità; il fenomeno del colpo d'ariete può, in prima approssimazione, ancora essere studiato con le equazioni viste in precedenza, introducendo un valore medio $\bar{a}$ per la celerità, pari al rapporto tra la lunghezza complessiva L della condotta e la somma dei tempi L_i/a_i impiegati dalla perturbazione a percorrere i vari tronchi:

$$\bar{a} = \frac{L}{\sum_i \frac{L_i}{a_i}} \tag{10.24}$$

Lo studio diventa più complesso quando sono presenti dei nodi cui fanno capo tre o più tratti di tubazione; in questo caso, un'onda che sta percorrendo un generico tratto, giunta al nodo, in parte viene da questo riflessa nel tratto stesso e in parte si trasmette agli altri tratti, secondo coefficienti di trasmissione e di riflessione che dipendono dalle caratteristiche dei vari tronchi di tubazione; per l'argomento si rimanda ai trattati specifici.

10.2.6 Contenimento delle massime sovrappressioni di colpo d'ariete nelle condotte a gravità entro limiti prefissati

Nelle tubazioni a gravità d'acquedotto, per contenere la massima sovrappressione di colpo d'ariete entro i limiti previsti dalla "Normativa tecnica sulle tubazioni", contenuta nel Decreto del Ministro dei Lavori Pubblici del 12.12.1985, occorre effettuare manovre di chiusura o di apertura in tempi superiori a un determinato valore T_c, che si ricava facilmente mediante la formula (10.21) di Micheaud o a mezzo dell'abaco di Allievi, una volta che siano note le caratteristiche della tubazione e la portata a regime.

Esemplificazione numerica

Si abbia una tubazione di acciaio del diametro nominale DN = 500 mm e si voglia determinare la massima sovrappressione di colpo d'ariete nell'ipotesi che si effettui una manovra di chiusura in un tempo T_c = 120 s, sapendo che:
D_i = 0,4954 m; s = 6,3 mm; Y_0 = 60 m; L = 22 000 m; Q = 0,280 m^3/s.

Dalla (10.1), per $E = 2{,}06\,10^{11}$ N/m^2 si ricava che la celerità $a = 1070$ m/s. Essendo $V_0 = 1{,}453$ m/s, dalla (10.21) di Micheaud si ottiene per la sezione di sbocco:

$$Y_{max} - Y_0 = |Y_{min} - Y_0| = 54,30 \text{ m}$$

Applicando la teoria di Allievi si ha:
$T = \frac{2\,L}{a} = 41{,}12$ s (durata della fase); dalla (10.5) si ricava che il tempo di chiusura in fasi è $\theta = 2{,}92$. Si ha quindi:
$K = \frac{a\,V_0}{2\,g\,Y_0} = 1{,}321$ (Numero di Allievi) e dalle (10.8) e (10.9) si ottiene successivamente:
$\xi^2_{max} = 1{,}566$; $\Delta Y_{max} = Y_{max} - Y_0 = 33{,}95$ m

Adoperando l'abaco di Allievi si ottiene invece:
$\xi^2_{max} = 1{,}60$ e quindi $\Delta Y_{max} = 36$ m.

Si vede che in questo caso la formula di Micheaud darebbe una sovrappressione massima in eccesso. Volendo limitare la massima sovrappressione a 30 m, come previsto dalle Norme sulle tubazioni, occorre che il tempo di chiusura non scenda al di sotto del valore che viene di seguito determinato:
$\xi^2_{max} = \frac{30}{60} + 1 = 1,50$; dalla (10.7) si ricava un valore di $\theta = 3{,}236$ e quindi $T_c = 41{,}12 \cdot 3{,}236 = 133$ s.

10.3 Il colpo d'ariete nelle condotte a sollevamento meccanico

Negli impianti elevatori il problema del colpo d'ariete è molto importante, in quanto la situazione più critica si verifica generalmente a seguito di un brusco distacco del carico, che dà luogo all'arresto della pompa in un tempo molto breve, per cui le massime oscillazioni di pressione possono raggiungere valori assai elevati.

Spesso sono perciò necessari dei dispositivi di attenuazione del colpo d'ariete; per stabilire, tuttavia, se tali dispositivi siano o meno indispensabili, è opportuno verificare se le massime sovrappressioni che si verificano in loro assenza siano o meno accettabili.

Lo studio del moto vario, che ha in questo caso origine con una fase di depressione, risulta molto complesso; infatti, la manovra di chiusura non è istantanea, poiché la girante della pompa, una volta che è venuta a mancare la sua alimentazione, si arresta in un certo tempo, durante il quale il sollevamento del liquido continua.

La determinazione della legge di chiusura $Q = Q(t)$ è però molto difficile, in quanto implica la conoscenza della legge di variazione $n = n(t)$ del numero di giri della girante nel tempo e delle varie curve caratteristiche portata-prevalenza $Q = Q(H)$ della pompa ai diversi numeri di giri. Di sicuro si sa che la pompa cessa d'erogare portata molto prima che la girante si arresti, e precisamente quando il numero di giri della girante scende a quel valore cui corrisponde una prevalenza a mandata chiusa all'incirca uguale a quella geodetica H_g[(2)]; una ricerca di G. De Martino ha messo in luce che, a seconda del numero di giri caratteristico della

(2) Tale prevalenza non è esattamente uguale a quella geodetica, in quanto, durante il transitorio, il carico in corrispondenza della pompa corrispondente a $Q = 0$ risulta in genere diverso da H_g.

pompa e del Numero di Allievi della condotta, l'erogazione della pompa stessa cessa per un numero di giri variabile dall'80% al 40% di quello di regime.

Una teoria molto semplice per calcolare le massime oscillazioni di pressione negli impianti di sollevamento privi di dispositivi di attenuazione è quella di Mendiluce, che, da una serie di osservazioni su impianti sperimentali di diverse caratteristiche, è pervenuto alla seguente espressione del tempo T_c (in secondi) durante il quale la pompa continua l'erogazione di portata dopo il distacco della potenza motrice:

$$T_c = C + k\,\frac{V_0\,L}{g\,H_m} \tag{10.25}$$

dove, oltre ai simboli di noto significato, H_m (in metri) rappresenta la prevalenza manometrica della pompa nel funzionamento a regime e C e k sono due costanti i cui valori sono stati rilevati per molti impianti con velocità $V_0 > 0{,}50$ m/s. La costante C assume, in funzione di H_m/L, i valori della Tabella 10.1:

Tab. 10.1 Valori della costante C in funzione di H_m/L

H_m/L	$0-0,20$	$0,21-0,28$	$0,29-0,32$	$0,33-0,37$	$0,38-0,40$
C	1	0,75	0,50	0,25	0

La costante k dipende invece dalla lunghezza L della condotta e si può assumere:

$k = 1$ per $L > 2000$ m

$k = 2 - 0{,}0005\,L$ per $L \leq 2000$ m

Per $H_m/L > 0{,}4$, si può ritenere, prudenzialmente, che l'arresto della pompa sia istantaneo.

Trovato T_c, si suppone, in prima approssimazione, che la portata decresca linearmente dal valore Q iniziale fino ad annullarsi all'istante T_c e che quindi anche la velocità decresca linearmente nel tempo da V_0 a zero. Con questa ipotesi, detto θ il tempo di chiusura in fasi, la velocità V_i in condotta al termine della fase iesima è data dalla (10.15).

Per lo studio del fenomeno possono essere applicate le equazioni concatenate scritte in forma dimensionale (10.16), (10.17), (10.18), invertendo il segno delle velocità al secondo membro, essendo la colonna liquida ascendente, per cui si ha:

$$Y_1 - Y_0 = \frac{a}{g}\,(V_1 - V_0) \tag{10.16'}$$

$$(Y_2 - Y_0) = -(Y_1 - Y_0) + \frac{a}{g}\,(V_2 - V_1) \tag{10.17'}$$

e, in generale:

$$(Y_i - Y_0) = -(Y_{i-1} - Y_0) + \frac{a}{g}\,(V_i - V_{i-1}) \tag{10.18'}$$

La risoluzione di tali equazioni fornisce in questo caso, fino all'istante di chiusura completa, depressioni al termine delle fasi dispari, di valore pari a $\frac{a\,V_0}{g\,\theta}$ e variazioni di carico nulle al termine delle fasi pari. Dopo la chiusura si hanno alternativamente depressioni e sovrappressioni ancora uguali a $\frac{a\,V_0}{g\,\theta}$ (smorzate nel tempo per gli attriti).

Con le ipotesi fatte, le massime oscillazioni di carico sono date dalla (10.21); se i valori così determinati non sono accettabili, occorre prevedere un dispositivo di attenuazione del colpo d'ariete.

Esemplificazione

Si abbia un impianto di sollevamento con le seguenti caratteristiche: $Q = 0{,}093$ m^3/s; tubazione in acciaio del diametro DN = 300 mm ($D_i = 312{,}1$ mm); $V_0 = 1{,}217$ m/s; $H_g = 52$ m; $L = 1010$ m; $J = 0{,}0051$; $J\,L = 5{,}15$ m; $H_m = H_g + J\,L = 57{,}15$ m. Risulta $H_m/L = 0{,}056 < 0{,}20$ e quindi dai dati della tabella 10.1 si deduce $C = 1$; essendo, inoltre, $L < 2000$ m, si ricava: $K = 2 - 0{,}0005 \cdot 1010 = 1{,}495$.

Dalla (10.25) si ottiene $T_c = 4{,}66$ s e dalla (10.21) $Y_{max} - Y_0 = |Y_{min} - Y_0| = 53{,}77$ m, valore che supera quello previsto dalle Norme sulle tubazioni.

10.4 Dispositivi di attenuazione del colpo d'ariete nelle condotte a sollevamento

I dispositivi di attenuazione del colpo d'ariete più adoperati nelle condotte a sollevamento meccanico sono le camere d'aria e i volani (a parte i pozzi piezometrici che possono trovare impiego in casi del tutto particolari).

Gli impianti di sollevamento per acquedotti hanno caratteristiche tali da rientrare quasi sempre nel campo di impiego delle camere d'aria, mentre i volani, oltre a risultare in genere meno efficaci, trovano spesso difficoltà di applicazione a causa delle dimensioni molto grandi per essi richieste.

10.4.1 Le camere d'aria

Come si è detto nel paragrafo 6.6, subito a valle delle pompe viene installata una valvola di non ritorno, per impedire il riflusso dell'acqua attraverso il corpo della pompa stessa.

La camera d'aria, che viene inserita immediatamente a valle di tale valvola, è costituita da un recipiente metallico collegato inferiormente alla condotta premente e chiuso superiormente; l'acqua raggiunge nella camera un certo livello, al di sopra del quale c'è un volume d'aria in pressione. In condizioni statiche e durante il funzionamento a regime, l'altezza p/γ di colonna d'acqua, rappresentativa della pressione p dell'aeriforme, misurata a partire dal livello liquido nella camera, raggiunge una quota pari rispettivamente a quella idrostatica e a quella piezometrica di regime che si ha nella sezione iniziale della condotta (figura 10.3).

Quando si verifica la brusca interruzione dell'alimentazione della pompa, la pressione in condotta diminuisce, l'aeriforme nella camera subisce quindi un'espansione, che determina il passaggio di un certo volume liquido dalla camera verso la condotta, sopperendo così, in parte, all'arresto della pompa. L'effetto della cassa

d'aria è quindi quello di allungare, anche notevolmente, il tempo in cui la portata in condotta si annulla.

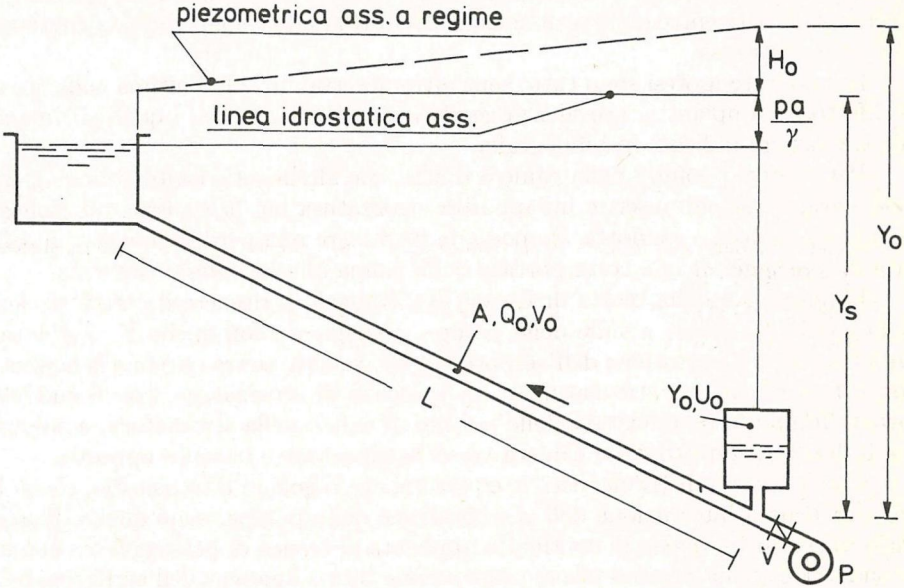


Fig. 10.2 Schema di una condotta a sollevamento meccanico dotata di camera d'aria.

A seconda del valore di tale tempo, che dipende ovviamente dalle dimensioni della camera, il fenomeno viene studiato mediante teorie dette *elastiche*, che tengono conto delle caratteristiche elastiche del liquido e della tubazione o mediante teorie *anelastiche*, che, trascurando tali caratteristiche, risultano molto più semplici. Ora, se la camera d'aria viene dimensionata per ridurre adeguatamente la massima oscillazione di carico, essa alimenta il deflusso in condotta per una durata tale da rientrare, salvo successiva verifica, nel campo di validità delle teorie anelastiche. Fra queste, una delle più note e di applicazione semplice e immediata, è quella di Evangelisti, che risulta valida fino a che le massime oscillazioni di carico in condotta, in presenza di camera d'aria, non raggiungono, in valore assoluto, all'incirca la metà della massima sovrappressione per chiusura brusca, in assenza di camera, il cui valore è data dalla (10.2).

Le ipotesi che stanno alla base della teoria di Evangelisti sono:

1) incompressibilità del liquido e indeformabilità della condotta;

2) gruppo motore con inerzia minima, per cui l'arresto della pompa può ritenersi istantaneo (in effetti, come si è visto in precedenza, la pompa solleva un certo

volume liquido prima di arrestarsi, ma tale volume risulta trascurabile rispetto a quello fornito dalla camera d'aria durante la fase della prima espansione dell'aeriforme);
3) presenza di valvola unidirezionale a valle della pompa, che impedisce il ritorno di portata attraverso la stessa;
4) livello liquido invariabile nel serbatoio d'arrivo;
5) rispetto alla pressione dell'aeriforme nella camera, è trascurabile la pressione esercitata sul baricentro della sezione della condotta dalla colonna liquida contenuta nella camera stessa.

Le suddette ipotesi sono tutte senz'altro accettabili; solo l'ultima cade spesso in difetto per impianti a prevalenza geodetica molto bassa, per i quali si rimanda alle trattazioni indicate in bibliografia.

Per ridurre i volumi della camera d'aria, che altrimenti risulterebbero spesso molto grandi, si può inserire un'apposita strozzatura nel breve tratto di collegamento tra camera e condotta, in modo da provocare una perdita di carico localizzata al passaggio di una certa portata dalla prima alla seconda e viceversa.

L'ipotesi n.5 della teoria di Evangelisti equivale a ritenere il carico assoluto nella condotta, subito a valle della pompa, coincidente con quello $Y = p/\gamma$ rappresentativo della pressione dell'aeriforme nella camera, se tra questa e la condotta non è inserita alcuna strozzatura o, in presenza di strozzatura, con il suddetto carico, diminuito o aumentato delle perdite di carico nella strozzatura, a seconda che il flusso sia diretto dalla camera verso la tubazione o in senso opposto.

Con le ipotesi di Evangelisti, le equazioni che regolano il transitorio, che si ha per una brusca interruzione dell'alimentazione della pompa, sono quella di moto vario in condotta, quella di continuità applicata al tronco di passaggio tra camera e condotta e quella relativa alla trasformazione termodinamica dell'aeriforme nella camera. Il significato dei simboli adoperati per scrivere tali tre equazioni è il seguente:
Y = carico piezometrico assoluto, misurato in colonna d'acqua, nella sezione della condotta collegata con la camera (Y è cioè uguale al carico piezometrico relativo aumentato dell'altezza rappresentativa della pressione atmosferica $p_a/\gamma = 10{,}33$ m);
Y_s, Y_0 = lo stesso, rispettivamente in condizioni statiche e in condizioni di regime;
Y_{max}, Y_{min} = lo stesso quando assume il valore massimo e il valore minimo.
U = volume dell'aeriforme nella camera;
$U_s, U_0, U_{max}, U_{min}$ = volume dell'aeriforme in condizioni statiche, in condizioni di regime, in grado di massimo (corrispondente quindi a Y_{min}) e in grado di minimo (corrispondente a Y_{max}).
V, V_0 = velocità in condotta in un generico istante di moto vario e a regime (positiva se diretta verso il serbatoio).
$H = \frac{\lambda}{D}\frac{V^2}{2g}$ = perdita di carico in condotta in un generico istante di moto vario;
$H_0 = \frac{\lambda}{D}\frac{V_0^2}{2g}$ = la stessa in condizioni di regime;
$K = \beta V^2$ = perdita di carico localizzata nella resistenza di smorzamento tra camera e condotta in un generico istante di moto vario;
$K_0 = \beta V_0^2$ = la stessa calcolata con la velocità di regime;
$Z = Y - Y_s$ = variazione di carico durante il moto vario, rispetto al carico statico;

Z_{max}, Z_{min} = la stessa in grado di massimo (da considerare positiva) e di minimo (da considerare negativa).
L = lunghezza della condotta;
A = area della sezione trasversale della condotta;
n = esponente relativo alla trasformazione termodinamica dell'aeriforme contenuto nella camera;
E = energia specifica della corrente rispetto a un piano orizzontale di riferimento;
Q, Q_0 = portata liquida in un generico istante di moto vario e a regime (positiva se diretta verso il serbatoio);
γ = peso specifico del liquido;
g = accelerazione di gravità;
T = tempo
$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{U_s L}{n Y_s A g}}$ = periodo delle piccole oscillazioni di carico intorno a Y_s, trascurando le resistenze passive, secondo De Sparre;
i_H = pendenza della linea dell'energia lungo la tubazione in un dato istante di moto vario;
$\sigma = \frac{A L V_0^2}{Y_s U_s 2 g}$ = grandezza adimensionale caratterizzante l'impianto, pari al rapporto tra l'energia cinetica in condotta a regime e l'energia dell'aeriforme nella camera in condizioni statiche.

Sono inoltre così indicate le seguenti grandezze adimensionali:

$$y = \frac{Y}{Y_s}; \quad h = \frac{H}{Y_s}; \quad h_0 = \frac{H_0}{Y_s}; \quad k = \frac{K}{Y_s}; \quad k_0 = \frac{K_0}{Y_s};$$
$$z = \frac{Z}{Y_s}; \quad z_{max} = \frac{Z_{max}}{Y_s}; \quad z_{min} = \frac{Z_{min}}{Y_s}; \quad u = \frac{U}{U_s}; \quad u_{max} = \frac{U_{max}}{U_s};$$
$$u_{min} = \frac{U_{min}}{U_s}; \quad v = \frac{V}{V_0}; \quad t = \frac{T}{T^*}.$$

Le tre equazioni in precedenza citate possono così essere scritte:

$$\frac{\partial E}{\partial s} = -\frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t} - i_H \tag{10.26}$$

(equazione di moto vario)

$$Y U^n = Y_s U_s^n \tag{10.27}$$

(equazione della trasformazione termodinamica dell'aeriforme)

$$\frac{dU}{dt} = Q = A \cdot V \tag{10.28}$$

(equazione di continuità)

Essendo per le ipotesi fatte la velocità V in un certo istante costante lungo l'intera tubazione, la (10.26), integrata tra la sezione iniziale (sezione 1) e quella di sbocco nel serbatoio (sezione 2), dà luogo alla:

$$E_1 - E_2 = \frac{L}{g}\frac{dV}{dt} + \frac{V\,|V|}{2\,g}\left(\frac{\lambda L}{D}\right) \tag{10.29}$$

Sempre per le ipotesi fatte in precedenza, la differenza $E_1 - E_2$ tra le energie specifiche nelle due sezioni estreme risulta anche pari a:

$$E_1 - E_2 = \left(Y - \beta \frac{V\,|V|}{2\,g}\right) - Y_s \tag{10.30}$$

dove il termine $\beta \frac{V\,|V|}{2\,g}$ è ovviamente nullo in assenza di strozzatura tra camera e condotta. Dalle (10.29) e (10.30) si ricava:

$$Y = Y_s + \frac{L}{g}\frac{dV}{dt} + \frac{V\,|V|}{2\,g}\left(\frac{\lambda\,L}{D} + \beta\right) \tag{10.31}$$

Se nella (10.28) si sostituisce al volume U l'espressione che si ricava dalla (10.27), la (10.28) e la (10.31) costituiscono un sistema di due equazioni differenziali nelle variabili V e Y, che non è integrabile matematicamente. L'integrazione è stata effettuata per la prima volta da Evangelisti mediante un metodo grafico, supponendo i coefficienti λ e β costanti e pari ai valori che essi assumono per la velocità V_0 di regime.(3)

Evangelisti ha integrato le equazioni dopo averle adimensionalizzate, pervenendo ad abachi di validità generale, utili per il progetto diretto delle camere d'aria. Tali abachi sono relativi alle due situazioni estreme per la trasformazione termodinamica dell'aeriforme: isotermica ($n = 1$) e adiabatica ($n = 1{,}41$). Per ognuna di tali situazioni, Evangelisti ha poi considerato due casi: assenza di strozzatura tra camera e condotta ($\beta = 0$) e presenza di una strozzatura da lui definita *ottima*, che, a seguito di un arresto istantaneo della pompa, dà luogo in condotta a un carico che passa bruscamente dal valore di regime $Y_s + H_0$ al valore $Y_s + H_0 - K_0 = Y_s + Z_{min}$, pari a quello che si ha in corrispondenza della massima espansione dell'aeriforme (si ricorda che Z_{min} è negativo); perciò, la strozzatura *ottima* origina, con la velocità V_0 di regime, la perdita di carico localizzata K_0:

$$K_0 = \frac{\beta\,V_0^2}{2\,g} = H_0 + |Z_{min}| \tag{10.32}$$

Gli abachi di Evangelisti riportano, per ciascuno dei quattro casi condiderati (trasformazione isotermica in assenza e in presenza di strozzatura; trasformazione adiabatica in assenza e in presenza di strozzatura), i valori di $z_{min} = Z_{min}/Y_s$ e di $z_{max} = Z_{max}/Y_s$ in funzione delle grandezze adimensionali $h_0 = H_0/Y_s$ e $\sigma = \frac{A\,L\,V_0^2}{Y_s\,U_s\,2\,g}$ (figure 10.4, 10.5, 10.6, 10.7); gli abachi possono essere adoperati per problemi sia di verifica che di progetto, come sarà illustrato in seguito con un'esemplificazione numerica.

Evangelisti consiglia di assumere nei calcoli $n = 1{,}41$, sia perché la trasformazione adiabatica dell'aeriforme (cioè senza scambio di calore con l'esterno) sembra essere più aderente alla realtà fisica del fenomeno, almeno nella prima fase del transitorio, sia per motivi di sicurezza, perché così facendo si ottengono volumi dell'aeriforme maggiori.

---

(3) L'integrazione numerica effettuata da Milano, Sassoli e Todini mediante calcolatore, assumendo λ e β variabili durante il moto vario in funzione del Numero di Reynolds, ha condotto a risultati molto prossimi a quelli che si ottengono con l'ipotesi di Evangelisti.

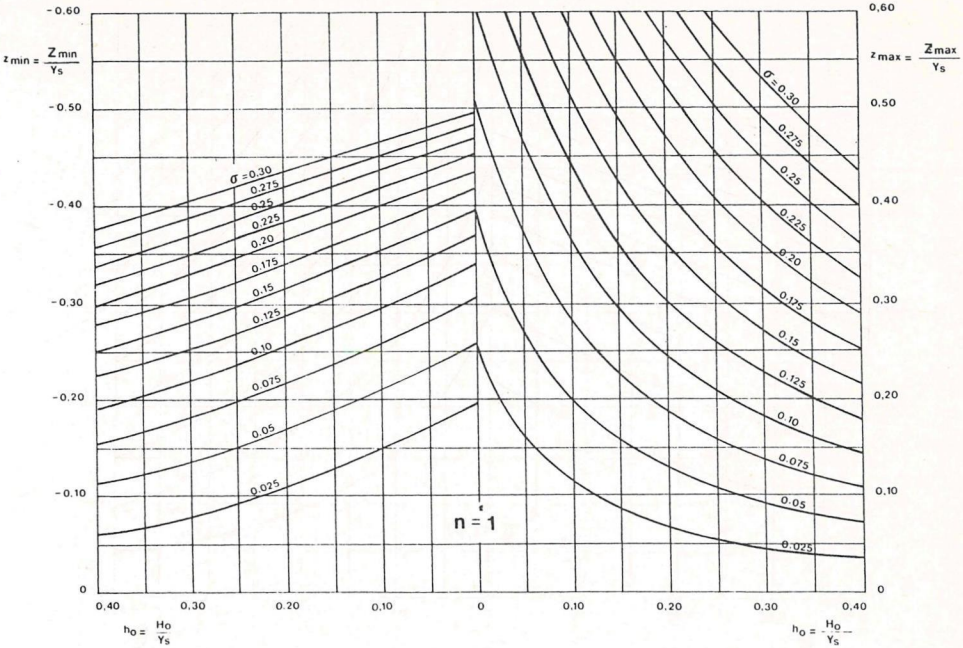


Fig. 10.4 Massime sovrappressioni e depressioni per camera d'aria senza strozzatura (trasformazione isotermica).

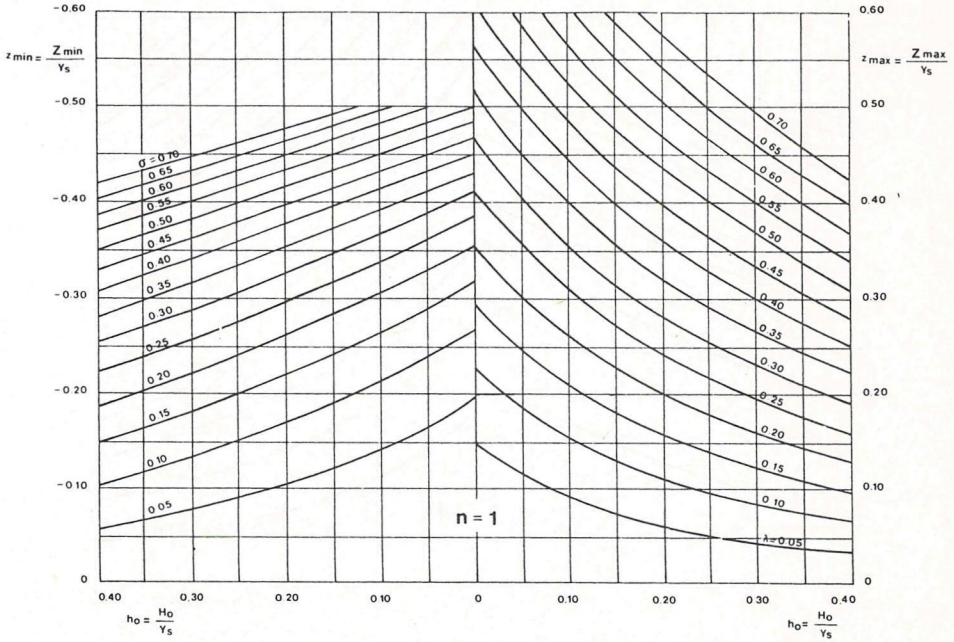


Fig. 10.5 Massime sovrappressioni e depressioni per camera d'aria con strozzatura (trasformazione isotermica).

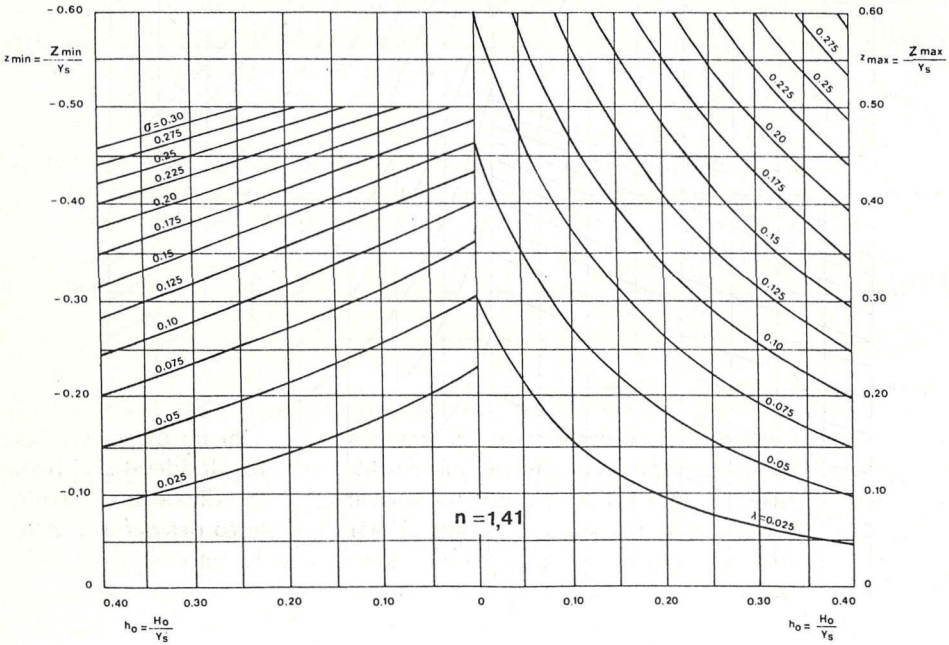


Fig. 10.6 Massime sovrappressioni e depressioni per camera d'aria senza strozzatura (trasformazione adiabatica).

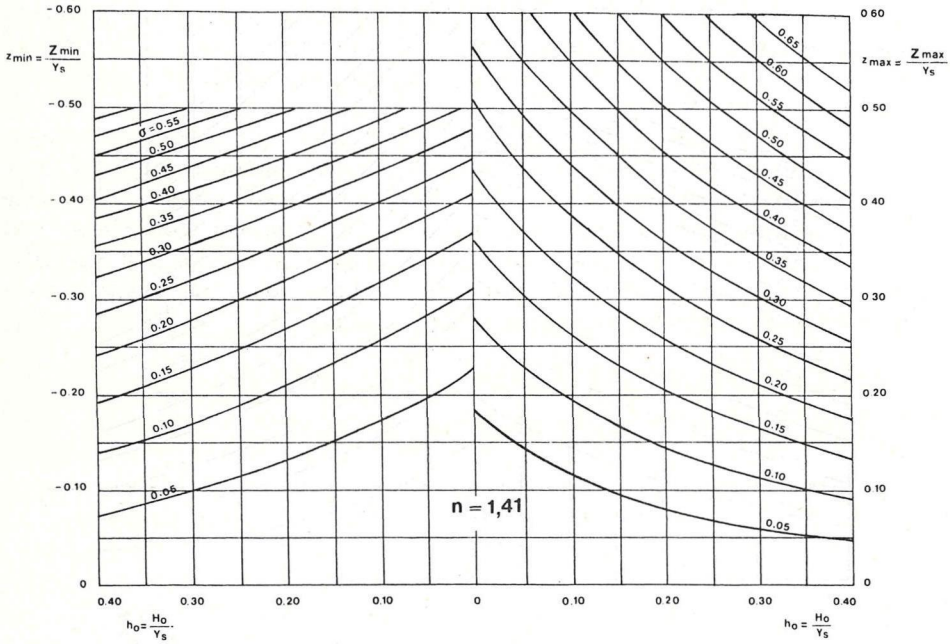


Fig. 10.7 Massime sovrappressioni e depressioni per camera d'aria con strozzatura (trasformazione adiabatica).

Da esperienze effettuate da Milano sembra in effetti che sia già sufficientemente cautelativo assumere $n = 1,25 \div 1,30$; le corrispondenti oscillazioni estreme di carico possono essere determinate o integrando numericamente il sistema di equazioni differenziali o interpolando tra i valori di z_{min} e z_{max}, che si ottengono mediante gli abachi di Evangelisti per $n = 1$ e $n = 1{,}41$.

Le oscillazioni di carico che si hanno durante il transitorio risultano fortemente smorzate dall'attrito in condotta; nel determinare il volume della camera d'aria è perciò opportuno fare riferimento alla fase iniziale di vita della tubazione, assumendo per il coefficiente di scabrezza il valore minimo, che compete ai tubi nuovi.

La resistenza di smorzamento tra camera d'aria e condotta può essere realizzata inserendo un qualsiasi dispositivo che dia luogo ad una perdita di carico che, a parità di velocità, sia la stessa per flusso diretto nei due sensi.

Poiché è molto difficile che l'organo di smorzamento si comporti esattamente come previsto in progetto, è opportuno che esso sia munito di un dispositivo di regolazione, in modo che possa dar luogo alla perdita di carico desiderata; si può, per esempio, inserire nel tronco di raccordo tra camera e condotta una valvola a farfalla o di tipo simile, regolando la quale si ottiene l'effetto desiderato. Allo scopo, è opportuno installare un manometro, non solo nella camera d'aria, ma anche nella condotta o nel tratto di collegamento tra questa e la camera, prima dell'organo di smorzamento, in modo da poter controllare la perdita di carico localizzata che questo origina.

La camera d'aria deve essere poi collegata a un pressostato, che ripristina la pressione richiesta mediante periodica immissione d'aria; infatti si verifica nel tempo una perdita di aeriforme, che si discioglie nell'acqua e viene da questa portato via durante il transitorio. Quando il volume dell'aria richiesto risulta molto grande, si possono installare più camere, ciascuna collegata con la condotta, aventi un volume complessivo di aeriforme pari a quello necessario.

Le camere d'aria, dotate di tutti gli accessori, vengono installate all'interno dei locali che ospitano gli impianti di sollevamento. Nel caso frequente di più pompe funzionanti in parallelo, la camera d'aria viene posizionata subito a valle della confluenza delle portate sollevate dalle varie pompe. In presenza di una batteria di pozzi, spesso si realizza un'unica camera posta lungo la condotta di mandata, subito a valle dell'immissione delll'ultimo pozzo (figura 10.8). In questo caso la camera viene alloggiata in un locale apposito (figura 10.9).

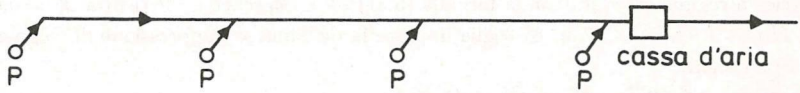


Fig. 10.8 Camera d'aria posta subito a valle di una batteria di pozzi.

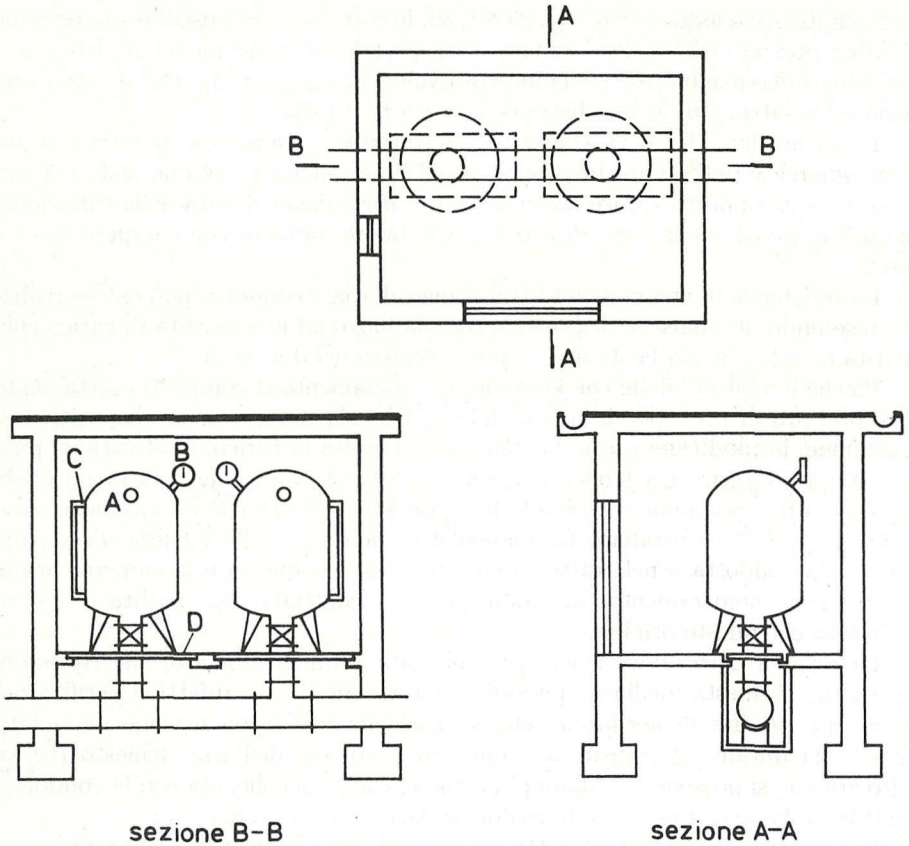


Fig. 10.9 Locale per l'installazione di camere d'aria.

Esemplificazione numerica

Si abbia un impianto di sollevamento avente le seguenti caratteristiche:
$L = 10\,000$ m; $Q = 0{,}120$ m^3/s; $DN = 400$ mm; $D_i = 393{,}8$ mm (tubazione in acciaio);
$Y_s = 150$ m; $V_0 = 0{,}985$ m/s.

La tubazione è in acciaio con rivestimento bituminoso interno a spessore, per cui la pendenza piezometrica a regime, rivavata con la formula (5.37) di A. Marchetti, (4) risulta $J_0 = 0{,}001855$ e quindi $H_0 = J \cdot L = 18{,}55$ m. Si voglia limitare la massima sovrappressione di colpo d'ariete a 40 m. Si ha allora:

$$z_{max} = \frac{Z_{max}}{Y_s} = 0,267; \quad h_0 = \frac{H_0}{Y_s} = 0,124$$

(4) Tale formula non è relativa al regime di moto assolutamente turbolento, come supposto da Evangelisti per le integrazioni grafiche che hanno condotto agli abachi risolutivi, tuttavia l'errore che si commette applicando tali abachi risulta accettabile.

Per camere d'aria senza resistenza di smorzamento, dagli abachi di Evangelisti si deduce:

1) Trasformazione isotermica ($n = 1$)

$\sigma = \frac{A\,L\,V_0^2}{Y_s\,U_s\,2\,g} = 0{,}081$ e quindi: $U_s = 4{,}96$ m^3; $z_{min} = \frac{Z_{min}}{Y_s} = -\,0{,}26$;
$Z_{min} = -\,39$ m; $u_{max} = \frac{1}{1+z_{min}} = 1,351 = \frac{U_{max}}{U_s}$; $U_{max} = 6{,}70$ m^3

2) Trasformazione adiabatica ($n = 1{,}41$)

$\sigma = 0,056$ e quindi: $U_s = 7{,}16$ m^3; $z_{min} = \frac{Z_{min}}{Y_s} = -\,0{,}26$; $Z_{min} = -\,39$ m;
$u_{max} = \frac{1}{(1+z_{min})^{1/n}} = 1,238 = \frac{U_{max}}{U_s}$; $U_{max} = 8{,}86$ m^3

Si vede che ipotizzando la trasformazione adiabatica, invece dell'isotermica, si ha un aumento del massimo volume d'aria da 6,70 a 8,86 m^3; se si assumesse $n = 1{,}30$, interpolando tra i suddetti valori, si otterebbe $U_{max} \simeq 8{,}30$ m^3.

Si determina ora il volume d'aria della camera, sempre per $Z_{max} = 40$ m, nell'ipotesi di inserire una resistenza di smorzamento *ottima* tra camera e condotta.

1) Trasformazione isotermica

$\sigma = \frac{A\,L\,V_0^2}{Y_s\,U_s\,2\,g} = 0{,}23$ e quindi: $U_s = 1{,}74$ m^3; $z_{min} = \frac{Z_{min}}{Y_s} = -\,0{,}312$;
$Z_{min} = -\,46{,}8$ m; $u_{max} = \frac{1}{1+z_{min}} = 1,453 = \frac{U_{max}}{U_s}$; $U_{max} = 2{,}53$ m^3

2) Trasformazione adiabatica

$\sigma = \frac{A\,L\,V_0^2}{Y_s\,U_s\,2\,g} = 0{,}165$ e quindi: $U_s = 2{,}42$ m^3; $z_{min} = \frac{Z_{min}}{Y_s} = -\,0{,}33$;
$Z_{min} = -\,49{,}5$ m; $u_{max} = \frac{1}{(1+z_{min})^{1/n}} = 1,328 = \frac{U_{max}}{U_s}$; $U_{max} = 3{,}21$ m^3

Se si assumesse $n = 1{,}30$, interpolando tra i valori di U_{max} trovati, si avrebbe $U_{max} \simeq 3$ m^3, valore che è pari al 36% di quello occorrente in assenza di strozzatura, la quale quindi, a parità di massima sovrappressione, dà luogo ad una enorme riduzione del volume d'aria della camera.

È da notare che con tale resistenza aumenta la massima depressione, sempre a parità di sovrappressione massima, fatto questo di cui occorre tener conto per gli impianti con modesta prevalenza geodetica. In questi casi tuttavia, effettuando il confronto a parità di massima depressione, si osserva che con la strozzatura si ottiene, non solo una riduzione sempre cospicua del massimo volume dell'aeriforme, ma anche una sovrappressione massima inferiore di quella che si ha in assenza di strozzatura.

10.4.2 I volani

I volani sono delle masse che vengono calettate sull'asse della pompa, in modo da rallentarne l'arresto che si ha in seguito al distacco dell'alimentazione, trasformando così la manovra da brusca a lenta.

È da osservare che, come detto a proposito degli impianti senza alcun sistema di protezione, la portata proveniente dalla pompa si annulla assai prima che le masse rotanti si arrestino, per cui l'energia cinetica E_v posseduta a regime dalle suddette masse risulta molto maggiore di quella utile che viene ceduta al liquido durante il transitorio; la valvola di non ritorno, installata subito a valle della pompa, si chiude quando la velocità in condotta è molto vicino a zero.

Molte sono le ricerche effettuate per la determinazione dell'energia cinetica E_v a regime che devono possedere le masse rotanti, affinché la massima depressione e la successiva sovrappressione che si hanno in conseguenza di uno stacco brusco

della potenza motrice siano contenute entro un dato limite. Tale energia E_v è pari a:

$$E_v = \frac{1}{2} I \omega^2 \tag{10.33}$$

con ω velocità angolare a regime e I momento d'inerzia delle masse rotanti rispetto all'asse di rotazione.

Spesso il volano viene caratterizzato dal valore del $G D^2$, pari al prodotto del peso G per il quadrato del diametro D di inerzia delle masse rotanti rispetto all'asse di rotazione. Dette M tali masse ed essendo:

$$I = M \left(\frac{D}{2}\right)^2 = \frac{G}{g} \left(\frac{D}{2}\right)^2 \tag{10.34}$$

dalla (10.33) si ricava:

$$E_v = \frac{1}{2} \frac{G}{g} \left(\frac{D}{2}\right)^2 \left(\frac{2 \pi n_0}{60}\right)^2 \tag{10.35}$$

con n_0 numero di giri al minuto primo a regime. Dalla (10.35) si ottiene:

$$G D^2 = E_v \, 2 g \left(\frac{60}{\pi n_0}\right)^2 \simeq \frac{7156}{n_0^2} E_v \tag{10.36}$$

Nelle (10.35) e (10.36) si può esprimere E_v in N·m e il $G D^2$ in N·m^2, oppure, adoperando il sistema tecnico, E_v in Kgf·m e il $G D^2$ in Kgf·m^2.

Fra le varie ricerche sul calcolo del $G D^2$, una delle più complete e di applicazione immediata è quella di G. De Martino, basata su una teoria elastica, in quanto, in presenza di volano, la manovra di chiusura, anche se diventa lenta, non risulta mai così lunga da poter trascurare l'elasticità della tubazione e la compressibilità del liquido, come avviene in presenza di pozzi piezometrici o di camere d'aria di adeguate dimensioni.

Perciò, come accade per qualsiasi manovra lenta di chiusura negli impianti elevatori, la massima depressione nella sezione subito a valle della pompa si verifica all'istante in cui si annulla la velocità, mentre al termine della fase successiva, di durata pari a $2L/a$, si verifica la massima sovrappressione, in valore assoluto uguale alla massima depressione.

De Martino nella sua ricerca ha preso in esame quattro diversi tipi di pompe (che si vedranno nel seguito), caratterizzate da valori diversi del numero di giri caratteristico n_p dato dalla (10.50) e legato a n_Q dalla relazione (10.52) (con n_Q a sua volta espresso dalla (10.49)). Per ognuna delle pompe considerate De Martino ha tenuto conto sia della curva caratteristica $(Q - H)$ a regime, sia delle curve che si hanno per numeri di giri $n < n_0$ durante il transitorio e sulla base di una vasta indagine numerica è quindi pervenuto, in funzione di n_p, ad alcune relazioni tra il parametro $K = E_v/E_c$ (rapporto tra le energie cinetiche a regime E_v delle masse rotanti e E_c della colonna liquida in condotta) e la massima sovrappressione percentuale $\Delta = \Delta Y_{max}/Y_s$ (dove ora Y_s è il carico piezometrico statico relativo e non assoluto, come nelle teorie sulle camere d'aria).

Tali relazioni sono le seguenti:

$$K = \frac{1,8}{\Delta^{1,8}} \qquad per \qquad n_p < 127 \quad (n_Q < 35) \tag{10.37}$$

$$K = \frac{1,75}{\Delta^{1,75}} \qquad per \qquad n_p = 127 \quad (n_Q = 35) \tag{10.38}$$

$$K = \frac{1,7}{\Delta^{1,7}} \qquad per \qquad n_p = 535 \quad (n_Q = 146) \tag{10.39}$$

$$K = \frac{1,3}{\Delta^{1,3}} \qquad per \qquad n_p = 950 \quad (n_Q = 260) \tag{10.40}$$

È da notare che il valore di K, a parità di Δ, varia poco al variare di n_p finché è $n_p < 535$, per cui, per valori di n_p diversi da quelli considerati da De Martino, è possibile ricavare K mediante interpolazione delle (10.37), (10.38), (10.39).

De Martino ha poi messo in luce che il transitorio risulta poco influenzato dalle resistenze di attrito, proprio perché la portata si annulla in tempi che sono molto brevi rispetto a quelli che si hanno in presenza di pozzi piezometrici o camere d'aria e il periodo delle oscillazioni è estremamente ridotto rispetto ai valori che esso assume per le oscillazioni di massa.

Si rileva infine che spesso i valori del $G\,D^2$ che si deducono dalle relazioni sopra riportate risultano molto grandi, per cui la soluzione con volano diventa praticamente non realizzabile, anche perché essa darebbe luogo a un notevole aumento dell'assorbimento della pompa.

Esemplificazione numerica

Si consideri l'impianto di sollevamento preso in esame nell'esemplificazione riportata al termine del precedente paragrafo a proposito delle camere d'aria e si voglia determinare il volano occorrente per limitare la massima sovrappressione ancora a 40 m. La prevalenza a regime risulta: $H = 140 + J\,L = 158,55$ m.

Supposto che a regime sia $n_0 = 2950$ giri/minuto primo, dalla (10.50) si deduce che, installando una sola pompa, si ha $n_p \simeq 83,5$ $(n_Q = 22,9)$, per cui occorre applicare la formula (10.37). Installando più gruppi, ciascuna pompa avrebbe degli n_p minori di 83,5 e perciò bisognerebbe sempre applicare la (10.37).

Si ha allora: $E_c = \frac{1}{2}\,A\,L\,V_0^2 = 5\,795\,748$ N·m; $\Delta = 40/140 = 0,286$; dalla (10.37) si ricava $K = 17{,}16$ e quindi $E_v = 17,16\,E_c = 99\,455\,035$ N·m e dalla (10.36) si ottiene $G\,D^2 = 81\,781$ N·m^2. Tale valore rappresenta il $G\,D^2$ di tutte le masse rotanti; da esso occorre perciò detrarre il $G\,D^2$ dell'asse di rotazione, della girante della pompa e del rotore del motore elettrico, per ottenere il $G\,D^2$ delle masse volaniche che occorre aggiungere.

Come si vede, il $G\,D^2$ occorrente è già grande, anche se si è ammesso che il numero di giri n_0 a regime sia quello massimo possibile, corrispondente ad una sola coppia polare (come si deduce dalla (10.35), il $G\,D^2$ è inversamente proporzionale al quadrato di n_0); già in presenza di due coppie polari ($n_0 \simeq 1450$ giri/minuto primo) sarebbe stato necessario un $G\,D^2$ all'incirca 4 volte maggiore di quello in precedenza trovato.

10.5 Generalità sugli impianti di sollevamento

Gli impianti di sollevamento degli acquedotti rivestono notevole importanza quando la potenza installata risulta elevata, per l'entità della portata sollevata o della prevalenza dell'impianto.

Sostanzialmente un impianto di sollevamento è costituito da una vasca di aspirazione delle pompe; da una sala macchine, in cui sono installate le pompe, generalmente azionate da motori elettrici; da una serie di tubazioni e di apparecchiature idrauliche di regolazione, di protezione dal colpo d'ariete, di misura ecc.; da un locale quadri elettrici di manovra e controllo; da un locale cabina di trasformazione, posto nelle immediate vicinanze della cabina in cui l'ENEL consegna l'energia elettrica in media tensione; dai vari collegamenti elettrici in apposito cunicolo; da un impianto di messa a terra; da impianti luce, prese e similari (luci di emergenza ecc.); da apparecchi di sollevamento delle pompe; da locali ufficio con w.c.; da locali officina riparazioni, deposito scorte materiali, apparecchiature e pezzi di ricambio; da un eventuale alloggio del personale di sorveglianza; da eventuali sistemi di telecontrollo e di comando automatico delle pompe.

I locali elencati possono far parte di un unico edificio o trovar posto in edifici diversi. Naturalmente gli impianti di sollevamento di minore importanza non dispongono di tutti i locali e delle apparecchiature sopra citati, mentre gli impianti con potenze molto elevate possono essere dotati, oltre a quelli elencati, di altri servizi e attrezzature.

Le pompe generalmente adoperate sono quelle centrifughe con motore elettrico e vengono installate a quota più elevata rispetto al livello liquido della vasca di aspirazione. Il numero di gruppi va da un minimo di due (compresa la riserva) fino a otto e più (a parte la riserva), all'aumentare della potenza installata.

L'impiego di più pompe discende dall'esigenza di ottenere un'elevata elasticità di esercizio, con la possibilità di far funzionare solo un certo numero di macchine, a seconda della portata da sollevare, in modo che il loro punto di funzionamento sia sempre prossimo a quello di massimo rendimento. Solo quando dovrà essere sollevata la massima portata di progetto funzioneranno tutte le pompe (a parte quelle di riserva). Con tale disposizione risulta sempre possibile una rotazione nel funzionamento delle varie pompe, per cui l'impianto potrà restare in esercizio senza interruzioni anche per tutte le 24 ore della giornata.

Come si è visto nel paragrafo 5.20, dal regime di funzionamento dell'impianto dipende sia il diametro economico della condotta addutrice che il volume di compenso del serbatoio di arrivo. La capacità della vasca di apirazione delle pompe si determina in funzione del regime delle portate in essa in arrivo (grafico degli afflussi) e del diagramma di pompaggio (grafico dei deflussi), con la stessa metodologia illustrata nei dettagli relativamente alla capacità di compenso dei serbatoi (paragrafo 1.7). Normalmente si fa in modo che il diagramma di pompaggio segua molto da vicino quello degli afflussi, per cui sarebbe necessaria una capacità della vasca trascurabile; anche in questo caso è tuttavia corretto assegnare alla vasca stessa almeno il seguente volume utile:

$$V = 2 \cdot 3600\, Q_{max} \tag{10.41}$$

essendo Q_{max} la massima portata in arrivo alla vasca nell'arco dell'anno. Lo scopo

di tale volume è quello di compensare le inevitabili lievi differenze tra afflussi e deflussi e di fare in parte fronte a eventuali interruzioni della tubazione in arrivo e a periodi di stasi dell'impianto.

Per rendere piccole le variazioni della prevalenza delle pompe, le oscillazioni di livello nella vasca di aspirazione non superano in genere i 3 - 4 m. Tale vasca deve essere dotata di tutti i dispositivi previsti per i serbatoi, quali lo sfioratore di superficie e lo scarico di fondo ecc. (vedasi capitolo 12); per evitare sprechi d'acqua, si può installare una valvola a galleggiante nella tubazione in arrivo o si possono prevedere altri sistemi di telecontrollo che interrompano l'afflusso quando la vasca è piena.

Per ridurre gli alti costi di una continua sorveglianza, è senz'altro consigliabile prevedere impianti di sollevamento con un funzionamento completamente automatizzato, che consente, tra l'altro, di ottenere un diagramma di pompaggio che segua molto da vicino quello delle portate in arrivo. Solo per piccoli impianti il sollevamento viene a volte limitato a un certo arco della giornata (in genere da 16 a 20 ore), non essendo il funzionamento automatizzato; in questi casi la capacità della vasca di compenso deve essere calcolata, non essendo sufficiente il valore dato dalla (10.41).

È opportuno che le pompe installate siano tutte uguali, in modo da ridurre gli oneri di manutenzione e di riparazione. Per far fronte a eventuali guasti delle macchine, è necessario installare gruppi di riserva, in grado di sollevare, nel complesso, una portata pari al 50% di quella di progetto dell'impianto; è consigliabile prevedere che tali gruppi siano dotati di motore termico (in genere diesel) o, preferibilmente, di motore elettrico alimentato da gruppi elettrogeni, per poter sopperire a eventuali interruzioni dell'alimentazione elettrica di rete.

Quando risulta possibile, è inoltre consigliabile ridurre al minimo la lunghezza della condotta a sollevamento meccanico, per i motivi illustrati nei capitoli 5, 6 e 7; ciò si può ottenere inserendo una vasca di carico in un punto elevato del profilo longitudinale, che consenta il funzionamento a gravità nel tronco di tubazione a valle.

10.6 Scelta del tipo di pompa

Le pompe sono sostanzialmente costituite da una girante munita di pale, che imprime al liquido un movimento di rotazione, cedendo l'energia cinetica alla corrente, che, tramite una cassa a spirale (detta anche chiocciola), viene convogliata nella tubazione di mandata. Un raccordo di entrata convoglia il liquido dalla tubazione di aspirazione alla bocca di ingresso della girante, imprimendo alla corrente una direzione opportuna per ridurre quanto più è possibile le perdite per urto della vena contro le pale della girante stessa. Alcune pompe sono munite di pale in corrispondenza dell'organo fisso di ingresso, allo scopo di indirizzare meglio il flusso verso la girante.

L'energia cinetica acquistata dalla corrente nella girante viene a valle in gran parte trasformata in energia di pressione nella cassa a spirale che circonda la girante e ha una sezione che aumenta progressivamente, permettendo così al fluido di giungere a una quota superiore a quella di partenza. Per ottenere una più efficiente conversione dell'energia cinetica del fluido, alcune pompe sono munite,

prima della chiocciola, di un vero e proprio diffusore dotato di pale.

L'energia specifica ceduta al liquido nell'unità di tempo (cioè l'energia ceduta nell'unità di tempo per unità di peso) rappresenta la prevalenza della pompa; quando una semplice pompa non è sufficiente a fornire la prevalenza richiesta dalle esigenze del servizio, si possono installare più pompe in serie, oppure adoperare le pompe multistadio, costituite da più giranti disposte in serie sullo stesso albero motore e collegate fra loro da condotti di ritorno.

Le pompe multistadio, ad asse verticale, vengono negli acquedotti generalmente adoperate per il sollevamento da pozzi; in tali pompe il motore può trovarsi sia in posizione più elevata rispetto ai vari stadi e sia in posizione più bassa e sommerso nell'acqua (pompe sommerse) (figura 3.37); in quest'ultimo caso, ovviamente, il motore si trova all'interno di una camera stagna. Nei normali impianti di sollevamento per acquedotto, dotati di vasca di aspirazione, si adoperano in genere pompe azionate da motori elettrici asincroni; anche in questo caso, per prevalenze molto elevate, risultano necessarie le pompe multistadio.

Le pompe, a seconda della direzione della corrente all'interno della girante, si suddividono in centrifughe (con flusso radiale), in elicoidali o miste (con flusso elicoidale) e in assiali o a elica (con flusso assiale); negli acquedotti trovano generalmente impiego solo le pompe centrifughe.

Le grandezze fondamentali che caratterizzano una pompa sono la portata Q, la prevalenza H, la potenza assorbita P, il rendimento η corrispondente ad un dato punto di funzionamento, pari al rapporto tra la potenza che la macchina cede al fluido e la potenza assorbita e il numero n di giri della girante in un dato tempo, corrispondente alle condizioni di funzionamento normale. Per le pompe con motore elettrico, il numero di giri n al minuto primo è dato dalla:

$$n = \frac{60\,f}{p} \tag{10.42}$$

essendo f la frequenza di rete (in Italia $f = 50$ Hertz) e p il numero di coppie polari.

È da notare che, essendo i motori delle pompe asincroni, a causa di fenomeni di scorrimento, il numero di giri effettivi risulta inferiore di circa il 3% rispetto a quello dato dalla (10.42).

La prevalenza H, già definita in precedenza, risulta pari alla differenza di energia specifica complessiva del fluido tra una sezione immediatamente a valle della bocca premente e una sezione immediatamente a monte della bocca aspirante della pompa e viene misurata in m di colonna liquida.

È da notare che non tutta l'energia fornita dalla girante viene acquistata dal liquido, a causa delle perdite idrodinamiche per urto nei condotti rotanti e statorici, per cui la prevalenza effettiva H risulta inferiore alla prevalenza interna o teorica H_i. Si definisce rendimento idraulico η_i il rapporto:

$$\eta_i = \frac{H}{H_i} \tag{10.43}$$

A causa della differenza di pressione esistente tra la mandata e l'aspirazione, solo un'aliquota Q della portata Q_i che percorre la girante giunge alla tubazione

di mandata, mentre un'aliquota Q_r viene ricircolata verso il tubo di aspirazione attraverso gli spazi tra la girante e la cassa (appositi organi di tenuta riducono le fughe di portata); viene detto rendimento volumetrico η_v il rapporto:

$$\eta_v = \frac{Q}{Q_i} \tag{10.44}$$

Il rendimento meccanico η_m viene definito come rapporto tra la potenza P_i che la pompa cede al fluido (la quale, però, come si è visto, non risulta tutta presente nel fluido all'inizio della mandata) e la potenza P assorbita dalla macchina, la quale è maggiore di P_i a causa delle perdite per attrito nei cuscinetti, supporti e tenute e dell'energia dissipata per il trascinamento, da parte della girante, del fluido che si trova tra la girante stessa e la cassa (infatti tale dissipazione la si fa in genere rientrare nel rendimento meccanico):

$$\eta_m = \frac{P_i}{P} = \frac{9,81\, Q_i\, H_i}{P} \tag{10.45}$$

con Q_i in m^3/s, H_i in m e P in Kw.

Il rendimento complessivo η della pompa è dato dalla:

$$\eta = \frac{9,81\, Q\, H}{P} \tag{10.46}$$

Per le (10.43), (10.44) e (10.45) si deduce dalla (10.46):

$$\eta = \eta_i\, \eta_v\, \eta_m \tag{10.47}$$

Il rendimento idraulico η_i varia tra 0,75 e 0,93 circa; il rendimento volumetrico η_v tra 0,88 e 0,95; il rendimento meccanico η_m tra 0,90 e 0,96; il rendimento globale η varia in genere tra 0,65 e 0,85 circa.

In base a considerazioni di similitudine meccanica, si dimostra – trascurando le forze di natura viscosa – che condizione perché pompe geometricamente simili siano simili anche dinamicamente, è che una data grandezza adimensionale, calcolata con riferimento al funzionamento nelle condizioni di massimo rendimento, assuma lo stesso valore per le diverse macchine. Tale grandezza adimensionale è detta numero di giri caratteristico n_c e può essere espressa in funzione del numero di giri effettivo n della macchina, di Q e di H:

$$n_c = n\, \frac{Q^{1/2}}{(g\, H)^{3/4}} \tag{10.48}$$

Essendo n_c un numero puro, il suo valore non dipende dal sistema di unità di misura scelto (purché n, Q, g, H siano espresse nello stesso sistema).

Per la classificazione delle pompe si usano anche i seguenti numeri caratteristici:

$$n_Q = n\, \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} \tag{10.49}$$

$$n_P = n\,\frac{P_c^{1/2}}{H^{5/4}} \tag{10.50}$$

dove P_c è la potenza effettiva ceduta dalla macchina al fluido ($P_c = \eta \cdot P$). È facile constatare che n_Q ha le dimensioni di [$L^{3/4}$ $T^{-3/2}$] e n_P [$L^{-3/4}$ $T^{-3/2}$ $F^{1/2}$], per cui questi due parametri assumono valori dipendenti dalle unità di misura in cui si esprimono le varie grandezze.

Se nella (10.49) si esprime Q in m^3/s, H in m e n in giri/minuto primo, si ottiene la seguente relazione tra n_Q e n_c, avendo presente che nella (10.48) n è ovviamente espresso in giri/s:

$$n_Q = 333\, n_c \tag{10.51}$$

Se nella (10.50) si esprime P_c in CV, H in m e n in giri/minuto primo risulta:

$$n_p = 3,65\, n_Q = 1215\, n_c \tag{10.52}$$

Al variare del numero di giri caratteristico, cambiano la geometria interna (in particolare la forma della girante) e le caratteristiche funzionali delle pompe, che possono essere classificate secondo quanto riportato nella tabella 10.2, dove è indicata anche la massima prevalenza H_{max}.

Tab. 10.2 Classificazione dei vari tipi di pompe in funzione dei numeri di giri caratteristici

Tipo di Pompa		n_c	n_a	n_p	H_{max}(m)
Centrifughe	lente	0,03-0,075	10-25	35-90	200-120
(a flusso	normali	0,075-0,12	25-40	90-145	120-55
radiale)	veloci	0,12-0,20	40-65	145-240	55-30
elicoidali		0,20-0,39	65-130	240-475	30-12
assiali		0,39-1,00	130-330	475-1200	12-8

Si osserva che pompe con bassi valori del numero di giri caratteristico n_Q (o n_c o n_p) sono idonee a sollevare piccole portate con elevate prevalenze; all'aumentare di n_Q si passa a pompe idonee a sollevare portate via via maggiori con prevalenze man mano minori, fino a giungere a pompe con valori molto elevati di n_Q (pompe a elica o assiali) idonee per portate molto grandi e prevalenze assai piccole.

Dalla tabella 10.2 si vede che esiste un limite alla prevalenza H_{max}, che si può avere con una pompa avente un certo numero di giri caratteristico.

Per prevalenze superiori a 200 m si ricorre a pompe multistadio, costituite da un numero m di giranti poste in serie (con le giranti in serie si sommano le prevalenze di ciascuna girante, mentre la portata sollevata resta la stessa); il numero di giri caratteristico di ciascuna girante risulta perciò maggiore di quello $n_{Q\,pompa}$ della pompa nel suo complesso ed è dato dalla:

$$n_Q = n\,\frac{Q^{1/2}}{\left(\frac{H}{m}\right)^{3/4}} = n_{Q\,pompa}\,m^{3/4} \tag{10.53}$$

In questo modo si possono ottenere prevalenze anche molto maggiori di 200 m, con le successive giranti della pompa caratterizzate da valori di n_Q che rientrano tra quelli della tabella 10.2.

Quando invece il numero di giri caratteristico della pompa risulta molto elevato, possono essere impiegate le pompe a doppia entrata, in modo da ottenere un minor numero di giri caratteristico n_Q per ciascuna delle due giranti:

$$n_Q = n\,\frac{\left(\frac{Q}{2}\right)^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{1}{\sqrt{2}}\,n_{Q\,pompa} \tag{10.54}$$

Molto importanti per le pompe sono le curve caratteristiche di funzionamento, che legano fra loro le grandezze Q, H, P, η per numeri di giri n della girante costanti.

Le pompe presentano un punto di funzionamento in corrispondenza del quale il rendimento η è massimo; i valori di Q, H, P, η corrispondenti a tale punto sono detti valori nominali e vengono indicati rispettivamente con Q_n, H_n, P_n, η_n.

Le curve caratteristiche per i vari tipi di pompa possono essere fornite in forma adimensionale, rappresentando le leggi $\frac{H}{H_n} = f\left(\frac{Q}{Q_n}\right)$, $\frac{P}{P_n} = f\left(\frac{Q}{Q_n}\right)$, $\frac{\eta}{\eta_n} = f\left(\frac{Q}{Q_n}\right)$; tali curve, al variare di n_Q, assumono gli andamenti indicati nelle figure 10.10, 10.11, 10.12 e 10.13.

Si notino le forti differenze fra tali curve al variare di n_Q. Per n_Q molto bassi la prevalenza non risulta massima a mandata chiusa ($Q = 0$), ma per un certo valore, sia pure piccolo, di portata; ne deriva che la curva caratteristica $H = H(Q)$ presenta un primo tratto non discendente. Perciò, per bassi valori di Q tali pompe presentano un funzionamento instabile, poiché a una data prevalenza corrispondono due valori di portata; peraltro tale campo è molto lontano da quello di normale impiego delle pompe, che non deve essere molto discosto dal punto di massimo rendimento.

Si nota che all'aumentare di n_Q la curva $H = H(Q)$ discende più rapidamente e la curva $\eta = \eta(Q)$ risulta meno piatta nell'intorno del punto di massimo rendimento; ciò significa che quando ci si scosta dalle condizioni di funzionamento normali si verificano cali di rendimento più forti per le pompe con elevati valori di n_Q.

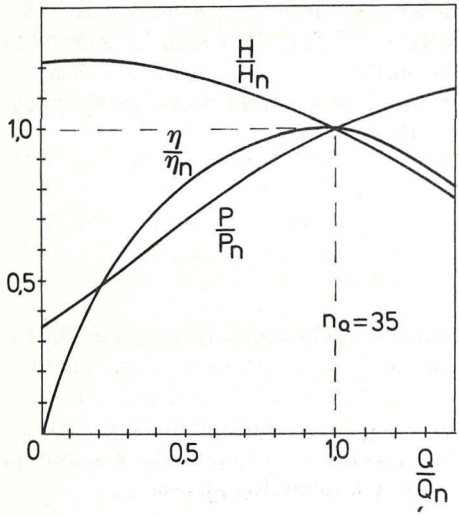


Fig. 10.10 - Curve caratteristiche di una pompa con $n_Q = 35$.

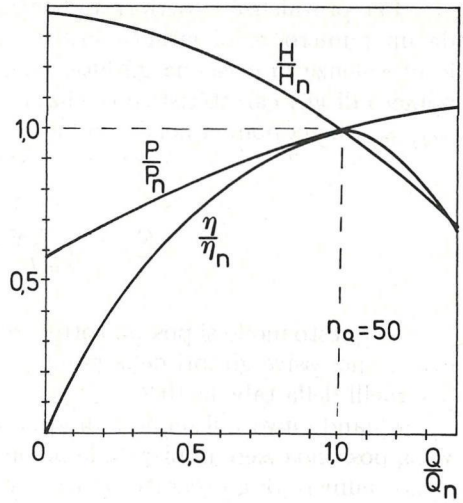


Fig. 10.11 Curve caratteristiche di una pompa con $n_Q = 50$.

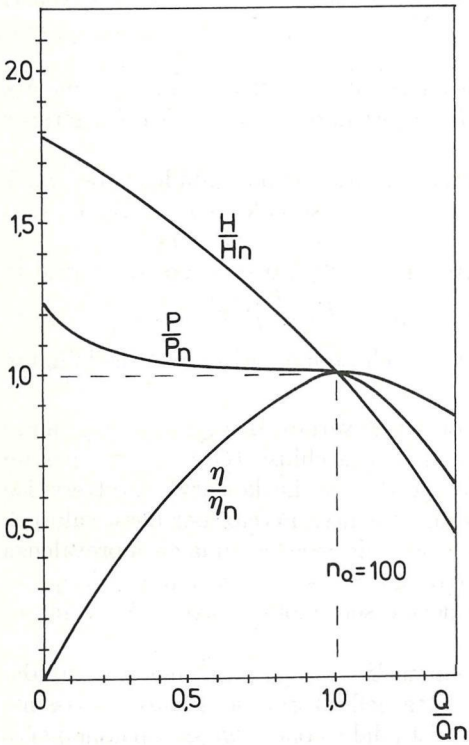


Fig. 10.12 - Curve caratteristiche di una pompa con $n_Q = 100$.

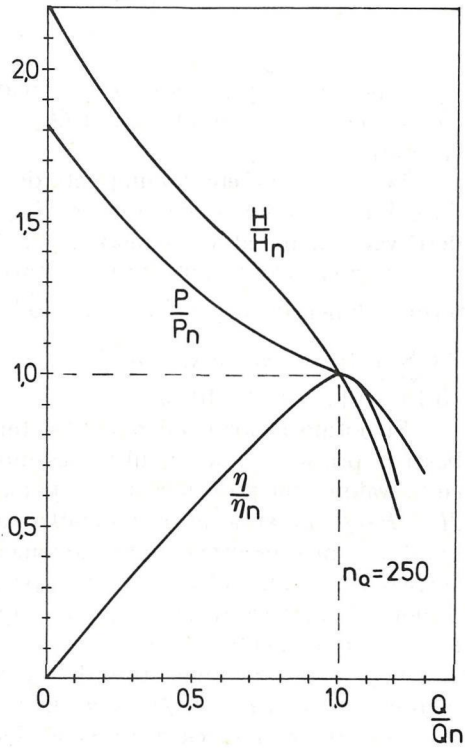


Fig. 10.13 Curve caratteristiche di una pompa con $n_Q = 250$.

Per quanto riguarda la potenza assorbita, si osserva che per bassi valori di n_Q essa risulta minima a mandata chiusa e cresce all'aumentare di Q; per le pompe elicoidali e assiali si ha invece un massimo di P per $Q = 0$ e la curva $P = P(Q)$ risulta sempre decrescente, con legge via via più rapida man mano che n_Q aumenta.

Quindi per le pompe centrifughe, dotate di bassi valori di n_Q, è opportuno che l'avviamento avvenga a mandata chiusa, in modo da avere inizialmente un minore assorbimento di potenza.

Si osserva poi dalla (10.49) che, a parità di numero di giri n, per pompe simili, aventi lo stesso valore di n_Q, man mano che aumenta il valore della portata aumenta anche quello della prevalenza e aumentano anche, ovviamente, le dimensioni della pompa.

Pompe simili, pur avendo la stessa curva caratteristica adimensionale $\eta/\eta_n = f(Q/Q_n)$, presentano un valore di rendimento η_n crescente all'aumentare della portata Q_n; ciò è dovuto al fatto che le perdite di natura meccanica e volumetrica risultano percentualmente meno sensibili per pompe di grosse dimensioni che per piccole pompe con portate modeste. Per un dato valore di n_Q non è possibile superare un certo valore di η_n; nella figura 10.14 è indicativamente riportato, in funzione di n_Q, il valore del rendimento massimo η_n che può avere una pompa.

Le case costruttrici di pompe producono, per un certo valore di n_Q, una gamma di pompe di dimensioni diverse, che coprono un certo campo di impiego nel piano $(Q - H)$, con valori di rendimento abbastanza elevati: vengono forniti diagrammi a mosaico delle curve $(Q - H)$, che permettono di individuare rapidamente il campo di impiego di ciascun tipo di pompa e di scegliere quindi quello più adatto alle esigenze di servizio.

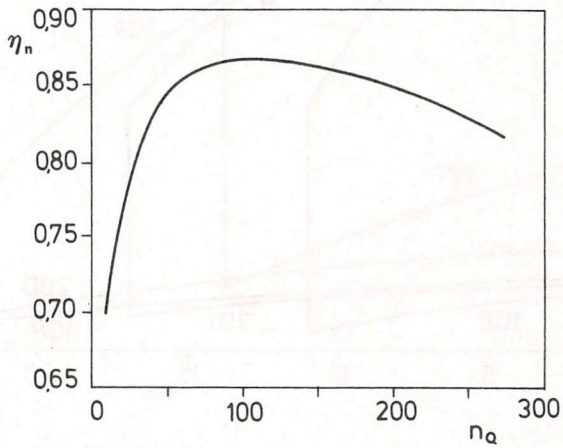


Fig. 10.14 Massimo rendimento di una pompa in funzione di n_Q.

Per esempio, dai diagrammi della figura 10.15 si deduce che per una portata $Q = 15$ l/s e una prevalenza $H = 200$ m (cui corrisponde il punto A nel piano $Q - H$), occorre una pompa del tipo caratterizzato dalla sigla $2BD$; una volta individuato

il tipo, occorre poi scegliere all'interno di esso la pompa più idonea, esaminando le curve caratteristiche di tutte le pompe disponibili di quel tipo. Invece, per una portata $Q = 13$ l/s e una prevalenza $H = 150$ m (cui corrisponde il punto B nel piano $Q - H$) potrebbe essere impiegata una pompa dei tipi $2CP$, $2BD$, $1CR$ e $3DT$; per una corretta scelta bisogna in questo caso prima individuare all'interno di ciascuno dei quattro tipi la pompa più idonea e successivamente confrontare fra loro le prestazioni delle suddette quattro pompe.

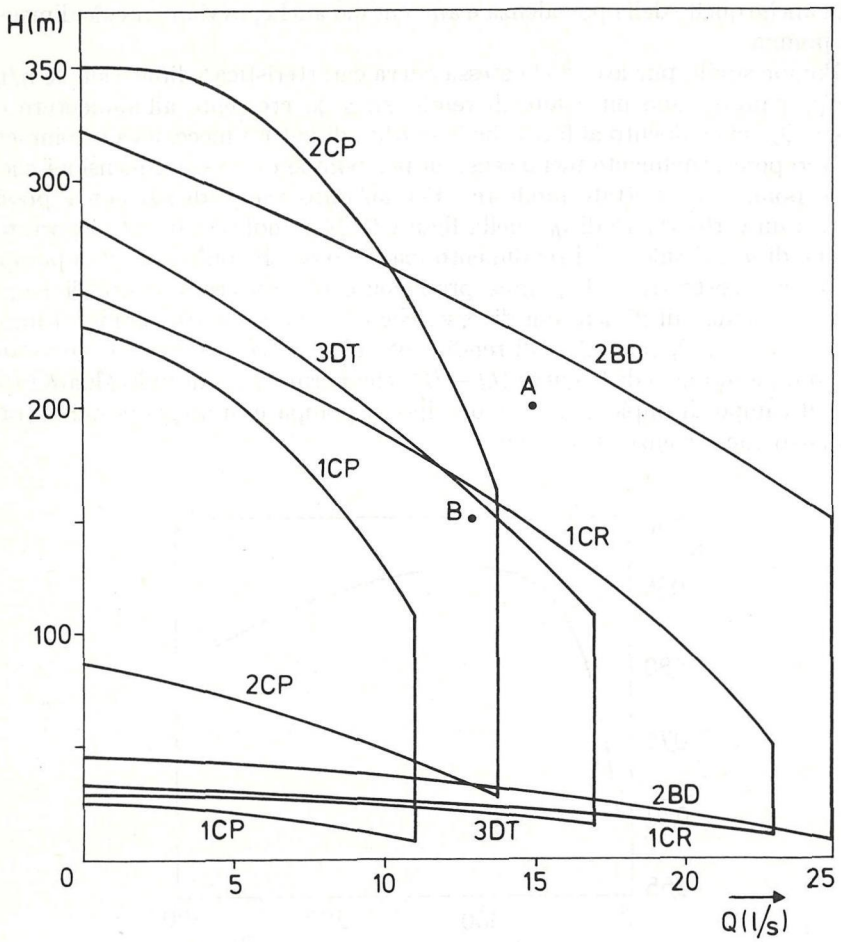


Fig. 10.15 Diagrammi a mosaico delle curve caratteristiche di vari tipi di pompe.

Le curve caratteristiche delle pompe si riferiscono al numero n di giri di funzionamento normale, che, per le pompe con motore elettrico, è dato dalla (10.42); solo per pompe molto grandi può risultare conveniente prevedere un dispositivo

che consente di variare il numero di giri, in modo da poter meglio adattare le condizioni di funzionamento della pompa a quelle di impiego, così che la pompa stessa lavori sempre in un punto non molto lontano da quello di massimo rendimento.

In base alle leggi di similitudine meccanica, si dimostra facilmente che, per una data macchina, note le curve caratteristiche per un dato numero di giri n_1, sono immediatamente deducibili quelle corrispondenti a un altro numero di giri n_2 nel seguente modo: al generico punto di funzionamento della pompa che si ha per $n = n_1$, caratterizzato dai valori Q_1, H_1, P_1 e η_1 di portata, prevalenza, potenza assorbita e rendimento, corrisponde, per $n = n_2$, un punto di funzionamento con i seguenti valori Q_2, H_2, P_2 e η_2 delle stesse grandezze:

$$Q_2 = Q_1 \frac{n_2}{n_1} \tag{10.55}$$

$$H_2 = H_1 \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^2 \tag{10.56}$$

$$P_2 = P_1 \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^3 \tag{10.57}$$

$$\eta_1 = \eta_2 \tag{10.58}$$

Si fa presente che in effetti, per la similitudine dinamica, i punti di funzionamento che si corrispondono per due diversi numeri di giri sono caratterizzati dallo stesso valore solo del rendimento idraulico, mentre il rendimento volumetrico e quello meccanico, e quindi il rendimento complessivo, risultano diversi. Per tale motivo le (10.55), (10.56), (10.57) e (10.58), dedotte nell'ipotesi di rendimento costante, risultano approssimate e possono ritenersi valide solo per variazioni massime del numero di giri n_2 del 20% circa (in più o in meno) rispetto a n_1.

Le effettive curve caratteristiche, al variare del numero di giri, sono a volte fornite dai cotruttori delle pompe; tali curve rivestono importanza pratica nei casi, molto rari, di pompe munite di organo varia - giri e nello studio del transitorio che si verifica per un improvviso arresto del motore, durante il quale la girante della pompa continua a ruotare sempre più lentamente prima di arrestarsi (paragrafo 10.3).

10.7 Determinazione della massima altezza di aspirazione di una pompa

La massima altezza di aspirazione di una pompa dipende dal valore minimo della pressione assoluta che, per una determinata portata, si può avere all'ingresso della girante senza che si verifichino fenomeni di cavitazione, i quali provocano un cattivo funzionamento della pompa stessa, con un brusco calo di rendimento e di prevalenza e con una rapida usura della girante e dei supporti. Si indichi con:

$\frac{p_a}{\gamma} - \left(\frac{p_v}{\gamma} + \frac{p_g}{\gamma}\right)$ = altezza rappresentativa della pressione atmosferica $\frac{p_a}{\gamma}$ nella località di impiego della pompa, diminuita dell'altezza rappresentativa della tensione di vapore $\frac{p_v}{\gamma}$ e di quella dei gas disciolti $\frac{p_g}{\gamma}$;

z_a = altezza di aspirazione, pari al dislivello tra la sezione di ingresso della pompa e il livello liquido nella vasca di aspirazione;
D_1 = diametro di ingresso della girante;
V_1 = velocità nella tubazione di aspirazione all'imbocco della pompa;
Δh_r = perdita di carico complessiva nel tubo di aspirazione.

La sezione più critica per la cavitazione è quella posta all'ingresso delle pale della girante, dove si verifica il minimo valore della pressione.

La pressione assoluta del liquido, al netto della tensione di vapore e di quella dei gas disciolti, in corrispondenza di tale sezione, per le pompe ad asse orizzontale è data dalla (figura 10.16):

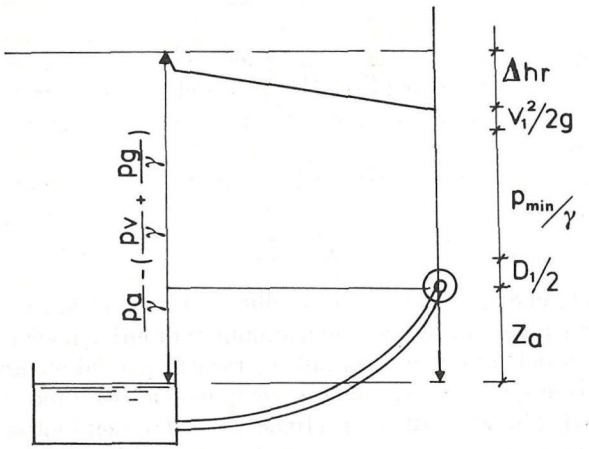


Fig. 10.16 Schema per il calcolo della massima altezza d'aspirazione di una pompa.

$$\frac{p_{min}}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} - \left(\frac{p_v}{\gamma} + \frac{p_g}{\gamma}\right) - \left(z_a + \frac{D_1}{2}\right) - \frac{v_1^2}{2\,g} - \Delta h_r \qquad (10.59)$$

Per le pompe ad asse verticale, essendo la sezione di ingresso delle pale alla stessa quota della bocca della pompa, è da porre nella (10.59) $\frac{D_1}{2} = 0$.

Affinché non si abbia cavitazione deve risultare:

$$\frac{p_{min}}{\gamma} \geq \Delta h \qquad (10.60)$$

dove Δh è il carico minimo richiesto per non avere cavitazione, che dipende dal tipo di pompa e viene fornito dal costruttore.

Per la (10.60), dalla (10.59) si ottiene il seguente valore per l'altezza di aspirazione ammissibile:

$$z_a \leq \frac{p_a}{\gamma} - \left(\frac{p_v}{\gamma} + \frac{p_g}{\gamma}\right) - \frac{D_1}{2} - \frac{v_1^2}{2\,g} - \Delta h_r - \Delta h \qquad (10.61)$$

Dalla (10.61) si osserva che, in una data località e per una data pompa, z_a diminuisce all'aumentare della portata da sollevare, per l'aumento sia dell'altezza cinetica $\frac{V_1^2}{2g}$ immediatamente a monte dell'ingresso nella pompa che della perdita di carico Δh_r nel tubo di aspirazione.

10.8 Tubazioni e apparecchiature idrauliche

Spesso le pompe vengono installate a quota più elevata rispetto al livello liquido della vasca da cui pescano, per cui ci sarà una tubazione di aspirazione e una di mandata. Per motivi di sicurezza e per facilitare le eventuali operazioni di adescamento delle pompe è bene che l'altezza di aspirazione, indipendentemente dal valore limite dato dalla (10.61), sia quanto più piccolo possibile (al massimo 5 - 6 m, quando nella vasca si ha il minimo livello liquido); la tubazione di aspirazione viene munita di una succhieruola al suo imbocco e, subito a valle, di valvola di fondo, per impedire che, in seguito all'arresto della pompa, essa possa vuotarsi, con la conseguenza di dover procedere all'adescamento prima di ogni avviamento della pompa stessa.

L'installazione delle pompe che garantisce il loro funzionamento sotto carico, quindi senza fase di aspirazione, se da un lato è preferibile per il più sicuro funzionamento delle pompe stesse, dall'altro comporta un edificio dell'impianto di sollevamento di dimensioni planimetriche maggiori e perciò più costoso.

Sulla tubazione di mandata si installa, subito a valle della pompa, una valvola di ritegno tipo Venturi o d'altro genere, per proteggere la pompa stessa dalle sovrappressioni di colpo d'ariete; dopo tale valvola si inserisce una valvola o una saracinesca di regolazione, gli apparecchi di misura della pressione e della portata e l'eventuale camera d'aria per attenuare il colpo d'ariete. Le misure di portata e di pressione devono essere trasmesse ai quadri di controllo per la lettura diretta e ad appositi apparecchi registratori e - per la portata - anche totalizzatori.

Nei normali impianti costituiti da più gruppi, collegati fra loro in parallelo, le apparecchiature e gli strumenti sopra citati vengono installati su ciascuna delle tubazioni di mandata delle pompe, prima che queste confluiscono in un'unica condotta di sollevamento. Solo l'eventuale camera d'aria viene inserita, invece, nel tronco iniziale di tale condotta. Lo scopo della disposizione descritta è quello di poter regolare e misurare la portata sollevata da ciascuna pompa, in modo da poter riscontrare tempestivamente eventuali anomalie di funzionamento.

Apparecchiature più sofisticate, che rientrano però nel sistema di telecontrollo e di comando automatico delle pompe, sono quelle che consentono, per esempio, l'arresto delle pompe quando il serbatoio d'arrivo è pieno e si è avuta la chiusura della valvola a galleggiante posta subito a monte di esso o quando la portata supera un certo valore, a causa di una rottura nella tubazione di mandata.

Bibliografia

Allievi L., "Teoria del colpo d'ariete (5 note)", in *Atti Collegio Ing. e Arch. Ital. di Milano*, 1913.

Allievi L., "Arresto di una colonna liquida in moto ascendente", in *L'Elettrotecnica*, 1934.

Allievi L., "Camere d'aria nelle tubazioni prementi", in *L'Elettrotecnica*, 1936.

Arredi F., *Costruzioni Idrauliche*, vol.II, UTET, Torino 1972.

Bergeron L., *Du coup de belier en hydraulique au coup de foudre en electricité*, Dumond, Paris 1950.

Citrini D., "Una questione relativa alle lunghe condotte elevatorie", in *L'Energia Elettrica*, n. 1, 1957.

Citrini D., Noseda G., *Idraulica*, Ambrosiana, Milano 1982.

Corsi R., Milano V., Todini E., "Sul transitorio degli impianti elevatori provvisti di volano e camera d'aria", in *Atti del XV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Roma 1976.

De Martino G., "Sul calcolo del GD^2 negli impianti di sollevamento", in *L'Energia Elettrica*, n. 8, 1963.

De Martino G., Giugni M., "Problemi di moto vario negli acquedotti", in *Atti del 7° Corso di aggiornamento su Tecniche per la difesa dall'inquinamento*, BIOS, Cosenza 1986.

De Sparre, "Note au sujet de l'emploi des reservoirs d'air pour attenuer les coups de belier dans les conduites forcées", in *Houille Blanche*, 1911.

Evangelisti G., "Sul calcolo delle oscillazioni di carico nelle condotte degli impianti di sollevamento", in *L'Elettrotecnica*, giugno 1935.

Evangelisti G., "Il colpo d'ariete nelle condotte elevatorie munite di camere d'aria", in *L'Energia Elettrica*, n. 9, 1938.

Funel C., Chiari A., "Colpo d'ariete nelle condotte elevatorie. Attenuazione mediante i volani", Istituto di Idraulica della Facoltà di Ingegneria, Napoli 1969.

Marchi E., Rubatta A., *Meccanica dei Fluidi*, UTET, Torino 1981.

Milano V., "Le camere d'aria negli impianti elevatori", Pacini–Mariotti, Pisa 1973.

Milano V., "Ricerca sperimentale sull'attenuazione delle oscillazioni di pressione negli impianti elevatori, mediante l'impiego di volano e camera d'aria", in *Atti del XV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Roma 1976.

Milano V., Sassoli F., Todini E., "Simulazione mediante il Continuous Simulation Modeling Program di un modello matematico di transitorio in un impianto elevatorio munito di camera d'aria", in *L'Energia Elettrica*, n. 6, 1974.

Paoletti A., "Il transitorio negli impianti elevatori muniti di casse d'aria", in *L'Energia Elettrica*, n. 6, 1972.

Pistilli G. "Condotte elevatorie munite di camere d'aria", Istituto di Idraulica della Facoltà di Ingegneria, Napoli 1962.

Ruggiero C., "Il colpo d'ariete nelle condotte elevatorie", in *L'Energia Elettrica*, n. 5, 1934.

Streeter V. L., "Waterhammer analysis of pipelines", in *Journal of the Hydraulic*

Division, ASCE, n. 4–7, 1964.

Streeter V. L., Wylie E. B., *Hydraulic transiets*, McGraw–Hill, New York 1967.

Wood J., "Pressure surge attenuation utilizing an air chamber", in *Journal of the Hydraulic Division*, ASCE, n.5, 1970.

11

LE RETI DI DISTRIBUZIONE URBANA

11.1 Premesse

Le opere di distribuzione di un acquedotto sono quelle poste a valle delle condotte adduttrici e servono per alimentare le varie utenze e i servizi pubblici; tali opere sono costituite dai serbatoi urbani, dalle eventuali torri piezometriche, dalle reti di distribuzione e dai manufatti e organi accessori, quali i pozzetti di scarico, le saracinesche di intercettazione, le valvole riduttrici o regolatrici di pressione ecc.

Le reti di distribuzione sono formate da tutte le tubazioni che corrono lungo le strade con lo scopo di servire, a mezzo di opportune prese, le utenze pubbliche e private, gli idranti antincendio, le fontanine pubbliche, i manufatti per il lavaggio delle fognature ecc.

11.2 I vari tipi di rete di distribuzione

I serbatoi a servizio delle reti di distribuzione hanno l'importante funzione di compenso dei consumi: nei periodi in cui la richiesta idrica delle utenze è inferiore alla portata in arrivo dall'adduttrice il serbatoio va riempendosi, mentre nei momenti di maggiore consumo il serbatoio fornisce alla rete una portata pari alla differenza tra quella richiesta dalle utenze e quella proveniente dall'adduttrice.

Le reti di distribuzione si distinguono, a seconda della posizione del serbatoio, in reti con serbatoio di testata e reti con serbatoio di estremità. Nelle prime la portata in arrivo dalla condotta adduttrice giunge nel serbatoio, dal quale viene alimentata la rete di distribuzione (figura 11.1); nelle seconde, invece, l'adduttrice fa parte integrante della rete, all'estremità della quale è ubicato il serbatoio (figura 11.2).

Quindi, mentre le reti con serbatoio di testata sono alimentate sempre da un solo estremo, quelle con serbatoio di estremità, nei momenti in cui la richiesta idrica è maggiore della portata in arrivo dall'adduttrice, vengono alimentate da entrambi gli estremi.

Nelle reti con serbatoio di testata viene creata una disconnessione idraulica tra l'adduttrice e la rete, posizionando lo sbocco dell'adduttrice a quota superiore al massimo livello liquido nel serbatoio, in modo che le oscillazioni di carico nella rete di distribuzione, dovute alle variazioni del consumo, non si propaghino nell'adduttrice stessa.

Nelle reti con serbatoio di estremità la disconnessione idraulica viene in genere realizzata interponendo tra l'adduttrice e la rete una torre piezometrica, di capacità

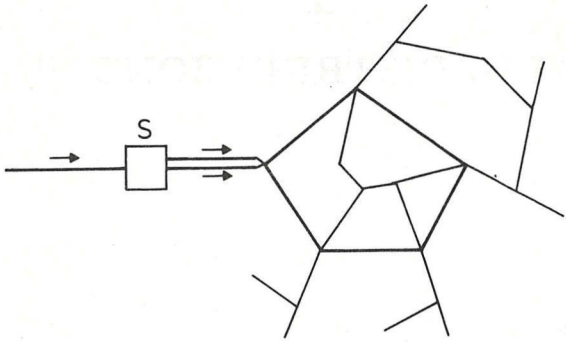


Fig. 11.1 Rete di distribuzione con serbatoio di testata.

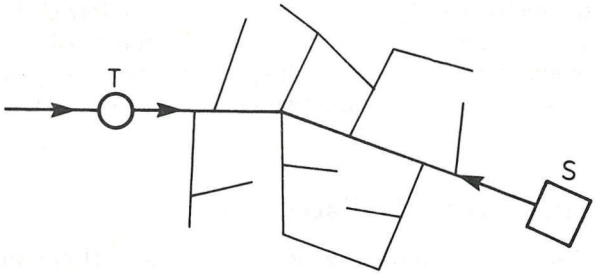


Fig. 11.2 Rete di distribuzione con serbatoio di estremità.

minima, la quale non ha perciò alcuna funzione né di compenso dei consumi né di riserva idrica (figura 11.2). La variabilità dei consumi nella rete dà luogo a una oscillazione del livello liquido nella torre, che non influenza il regime dell'adduttrice, il cui sbocco deve essere, anche in questo caso, in posizione più elevata del massimo livello che si raggiunge nella torre.

La soluzione con serbatoio di estremità comporta una certa economia nel dimensionamento della rete, in quanto, essendo questa alimentata da entrambi gli estremi nell'ora di massimo consumo annuo, le portate che interessano i tronchi delle tubazioni principali risultano inferiori a quelle che si hanno nelle reti con serbatoio di testata; tale economia viene però in parte vanificata dall'esigenza tecnica di dover realizzare la torre piezometrica.

La scelta tra le due soluzioni dipende in genere dalle situazioni orografiche e urbanistiche che condizionano la scelta della località, nei pressi del centro abitato, in cui è possibile realizzare un serbatoio dei tipi strutturali più economici (interrati o seminterrati); solo per città quasi completamente pianeggianti e molto distanti da zone a quote altimetriche tali da permettere la costruzione dei serbatoi dei tipi suddetti, risulta necessario ricorrere ai serbatoi pensili, che sono molto costosi e che a volte pongono problemi dal punto di vista ambientale.

Le torri piezometriche, che vengono previste quando i serbatoi sono di estremità, non comportano oneri economici molto elevati, data la loro minima capacità; tuttavia, se esistono problemi di inserimento paesaggistico, la moderna tendenza è sempre più quella di fare a meno di tali opere, malgrado la loro utilità tecnica.

Le reti di distribuzione si distinguono inoltre in reti ramificate o di tipo aperto (figura 11.3), in reti a maglie multiple o di tipo chiuso, che sono prive di estremi liberi (figura 11.4), e in reti di tipo misto (figura 11.5), che sono costituite da parti di tipo chiuso e da parti di tipo aperto.

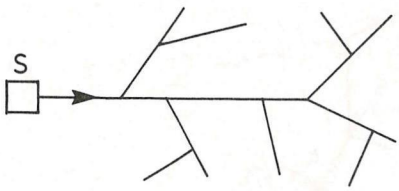


Fig. 11.3 - Rete ramificata o di tipo aperto.

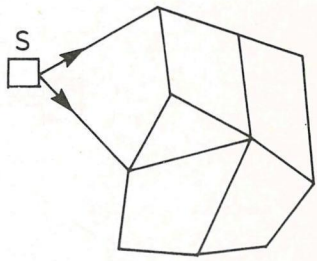


Fig. 11.4 Rete a maglie multiple o di tipo chiuso.

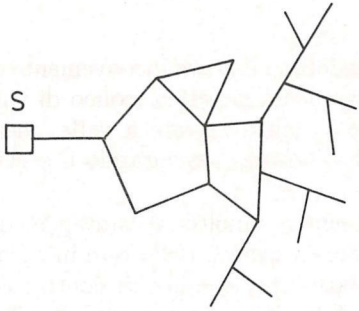


Fig. 11.5 Rete di tipo misto.

Nelle reti a maglie l'acqua può pervenire in qualsiasi punto della rete da entrambe le direzioni e può giungere nei nodi da tutti i tratti che questi collegano. Al contrario, nelle reti ramificate l'alimentazione avviene in ogni punto da una sola direzione se il serbatoio è di testata; se invece il serbatoio è di estremità, anche in queste reti l'alimentazione di un qualsiasi punto che si trova lungo il percorso idraulico che collega direttamente la torre piezometrica al serbatoio avviene nelle ore di punta da entrambe le direzioni, mentre continuano a essere sempre alimentati da una sola direzione i tratti della rete che si diramano dal suddetto percorso.

Le reti del tipo aperto vengono dette anche ad arteria principale quando sono costituite da una tubazione maestra, di diametro maggiore rispetto a quelli degli altri tronchi, dalla quale si dipartono i rami secondari che si propagano fino a servire le utenze più lontane.

Le reti del tipo misto sono dette ad anello quando esiste un'unica maglia (anello), di diametro molto maggiore di tutti gli altri tratti, che si dipartono dai nodi dell'anello per servire le utenze (figura 11.6).

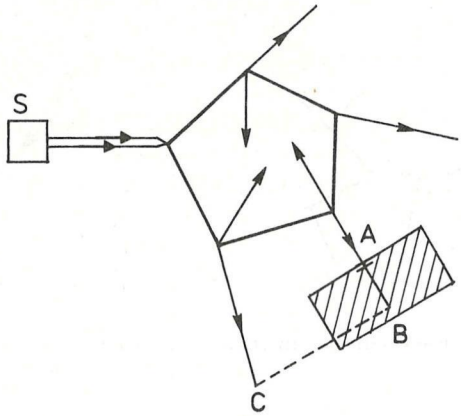


Fig. 11.6 Rete ad anello.

Le reti ramificate presentano il grave inconveniente che, in caso di interruzione (per rottura o altra causa) di un generico tronco di tubazione, il servizio risulta completamente interrotto in tutta la rete a valle, mentre nelle reti a maglie è possibile escludere qualsiasi tronco, assicurando il servizio dappertutto, sia pure con pressioni ridotte.

Le reti a maglie presentano inoltre il vantaggio di avere una distribuzione più uniforme dei carichi nei vari punti della rete in caso di prelievi concentrati di grandi portate per il servizio antincendio; di contro, esse risultano di costo più elevato, per la presenza di un numero di tratti di tubazione molto maggiore di quello strettamente necessario.

Per i suddetti motivi, le reti ramificate vengono in genere adoperate solo per centri di scarsa importanza o costituiti da una serie di piccoli agglomerati sparsi e da case isolate; per i centri abitati di una qualche importanza la realizzazione di reti di tipo aperto può essere giustificata solo nel caso in cui questi si sviluppino prevalentemente in senso longitudinale secondo una determinata direzione, come a volte accade, per esempio, per i piccoli centri abitati sul mare.

Accorgimenti tecnici che vengono spesso adoperati per le reti ramificate sono quelli di realizzare un anello di cintura o di soccorso che collega le estremità libere o di congiungere a due a due tali estremità, al fine di evitare la presenza di punti morti e di assicurare l'alimentazione di ciascun punto della rete da più direzioni,

in modo che il servizio non venga interrotto in caso di rotture.

È da osservare però che, se l'anello di cintura o i collegamenti tra le estremità libere della rete vengono realizzati con tubazioni di diametro adeguato, ci si trova in presenza di vere e proprie reti a maglie e non più ramificate e il calcolo dei diametri dei vari tronchi non può prescindere dalla presenza dell'anello o dei collegamenti suddetti. Se invece il calcolo dei diametri viene effettuato con riferimento alla rete ramificata di partenza, assegnando all'anello di cintura o ai collegamenti delle estremità libere diametri minimi – i cui valori vanno fissati in base a criteri esposti in seguito – risulta allora limitata l'efficacia dell'intervento suddetto ad assicurare, in caso di rotture, il servizio in tutta la rete, sia pure con pressioni ridotte.

Anche nelle reti di tipo misto è buona norma evitare la presenza di punti morti, collegando fra loro le estremità libere delle ramificazioni o a due a due, o nel loro complesso, mediante l'anello di soccorso.

In definitiva, quindi, in presenza di serbatoio di testata, se non sono previste delle reti a maglie multiple, perché troppo onerose, la soluzione necessaria per limitare gli inconvenienti in caso di rotture è quella di realizzare almeno una maglia chiusa di diametro adeguato (rete ad anello principale), dai cui nodi si dipartono le tubazioni secondarie, che possono essere a loro volta munite di diramazioni.

In questo modo, una rottura in un punto dell'anello non causa l'interruzione del servizio, mentre una rottura nelle tubazioni alimentate dall'anello provoca un'interruzione del servizio solo a valle della rottura stessa, perciò in zone di limitata estensione; collegando le estremità libere delle varie tubazioni, sia pure con tratti di diametro limitato, di cui non si tiene preventivamente conto nei calcoli, il servizio, con pressioni ridotte, risulta assicurato dappertutto.

In questo caso, infatti, i collegamenti tra gli estremi liberi risultano sufficientemente efficaci, essendo molto limitata la portata che essi devono convogliare: per esempio, in caso di rottura nel punto A della rete di figura 11.6 il tronco di collegamento CB deve convogliare solo la portata richiesta dalla zona tratteggiata, la quale in condizioni normali è servita dal tratto AB di tubazione che si trova a valle del punto di rottura.

In presenza di serbatoio di estremità, essendo la rete alimentata da entrambi gli estremi, per garantire con sicurezza il servizio risulta sufficiente collegare la torre piezometrica e il serbatoio con un'arteria principale di grande diametro, dalla quale si dipartono le tubazioni secondarie che servono le varie zone urbane; le estremità di tali tubazioni devono essere, anche in questo caso, collegate fra loro.

Una rottura dell'arteria non provoca interruzione del servizio, risultando questa suddivisa in due tronchi, uno dei quali è alimentato dal serbatoio e l'altro dalla torre piezometrica. Per le rotture delle condotte secondarie vale quanto detto in precedenza per le reti ad anello.

11.3 Caratteristiche generali delle reti di distribuzione

Le reti di distribuzione, per poter servire le utenze, devono essere costituite da tubazioni che corrono lungo quasi tutte le strade urbane. Tali reti hanno la caratteristica di essere dotate di un notevole numero di pezzi speciali, necessari per la presenza di molti nodi, per i frequenti cambiamenti di direzione planimetrica e altimetrica, per le variazioni di diametro, per le numerose derivazioni di presa per

le utenze e per i servizi pubblici.

Le moltissime giunzioni presenti fanno fortemente aumentare il rischio di perdite e di rotture, che sono causa di interruzioni del servizio, di sprechi d'acqua e di pericoli di natura igienica. Tale rischio è aggravato anche dai sovraccarichi dovuti al traffico stradale, dalle vibrazioni e dai cedimenti che questo traffico comporta, dai frequenti lavori stradali e, per le tubazioni di acciaio, anche dalla presenza di correnti vaganti.

Per ovviare a tali inconvenienti, nelle arterie principali di città importanti le tubazioni della rete vengono a volte posate, assieme agli altri servizi, all'interno di appositi cunicoli praticabili realizzati nel sottosuolo, in modo da effettuare facilmente le ispezioni e quindi intervenire tempestivamente in caso di perdite e di rotture, eseguendo i lavori di riparazione e di manutenzione senza interferenze con le strade e il relativo traffico.

La protezione termica delle tubazioni posate in cunicolo non è in genere necessaria; nei casi in cui essa risulti indispensabile per le condizioni climatiche è sufficiente un semplice rivestimento con materiale isolante.

Ma la posa in cunicolo praticabile rappresenta un rarità e non una regola; di norma, infatti, le tubazioni delle reti di distribuzione sono posate all'interno di trincee di scavo, che, per motivi igienici, devono essere distinte dalle trincee di posa dei collettori fognari.

Sempre per motivi igienici, il fondo delle tubazioni d'acquedotto deve trovarsi a quota superiore di almeno 0,10–0,20 m rispetto all'estradosso della fogna; in strade molto strette, dove non è possibile prevedere due scavi distinti, è opportuno aumentare fino ad almeno 0,50 m la suddetta distanza. Questa precauzione viene adottata per impedire che si possa avere ingresso di liquame di fogna nella tubazione dell'acquedotto anche nell'eventualità che, a seguito di interruzioni del servizio, la pressione all'interno della rete idrica scenda fino a quella atmosferica o al di sotto e che nella rete stessa ci sia scarsa tenuta dei giunti o si siano verificate delle rotture.

Per ridurre il rischio del manifestarsi di perdite è opportuno che il carico non superi il valore di 70 m in qualsiasi punto della rete in tutte le condizioni di funzionamento; poiché, come si vedrà in seguito, le perdite di carico nelle ore di minor consumo risultano molto piccole, ciò equivale in pratica a limitare a 7 atm la pressione idrostatica in tutta la rete.

La limitazione della massima pressione scaturisce anche dall'esigenza di evitare che si abbiano pressioni troppo elevate nelle reti di distribuzione interna degli edifici, nelle quali potrebbero manifestarsi più facilmente perdite dai giunti, non sempre adatti a resistere ad alte pressioni, dagli organi di tenuta degli apparecchi di erogazione, che verrebbero tra l'altro facilmente danneggiati e, soprattutto, dai tubi flessibili di collegamento alla rete degli elettrodomestici, che sono spesso in materiali non idonei per elevate pressioni.

Per limitare a brevi tratti le interruzioni del servizio in caso di riparazioni è opportuno poter sezionare agevolmente la rete di distribuzione, dotandola di un elevato numero di saracinesche. Per ridurre la durata delle interruzioni del servizio che si hanno a seguito di rotture è necessario poter disporre di adeguate scorte di tubazioni e di pezzi speciali; perciò, per ridurre l'entità di tali scorte, è opportuno in sede di progettazione limitare quanto più è possibile la varietà dei diametri e

dei materiali delle tubazioni.

Per consentire le operazioni di lavaggio e di disinfezione delle tubazioni dopo le interruzioni e le riparazioni è inoltre necessario prevedere dei pozzetti di scarico a quota tale da permettere il vuotamento a gravità dell'acquedotto, con immissione dell'acqua nella fognatura.

È buona norma che le prese delle varie utenze non vengano realizzate nelle tubazioni di grande diametro, sia perché esse risulterebbero di esecuzione scomoda e piuttosto costosa, sia per ridurre il rischio di perdite dalle tubazioni maggiori. Le condotte della rete possono perciò essere distinte in distributrici e alimentatrici, a seconda che siano dotate o meno di prese per le utenze. Generalmente si cerca di disporre le condotte alimentatrici lungo le strade più larghe e, comunque, lungo le strade che, in base alle condizioni del traffico, alla presenza di altri servizi e degli edifici, consentono più agevolmente l'esecuzione di scavi più grandi.

Se nelle strade in cui corrono le condotte alimentatrici sono presenti delle utenze da servire, come in genere quasi sempre accade, risulta quindi necessario porre in opera anche delle condotte distributrici di minor diametro; per i viali e le strade molto larghe, con costruzioni da entranbi i lati, è consigliabile prevedere, oltre all'alimentatrice, condotte distributrici lungo entrambi i lati delle strade stesse, al fine di evitare frequenti attraversamenti trasversali per servire le utenze.

11.4 Classificazione e diametri delle tubazioni

Una classificazione delle condotte delle reti di distribuzione un po' più dettagliata di quella fatta in precedenza può essere la seguente:

– Condotte di avvicinamento alla rete vera e propria, che sono presenti nelle reti con serbatoio di testata o di estremità posto a distanza non trascurabile dal centro urbano.

– Condotte alimentatrici principali, che nelle reti aperte sono costituite dall'arteria principale e nelle reti di tipo chiuso o di tipo misto dalla maglia (anello) più importante. Per avere un servizio più uniforme in condizioni normali e per assicurare un servizio accettabile anche in caso di rotture, è opportuno che l'arteria principale o l'anello abbiano diametro costante.

– Condotte alimentatrici secondarie, che si dipartono dalle alimentatrici principali e che, in genere, conservano un diametro costante per tutto il loro percorso; sono prive di prese d'utenza e alimentano le condotte distributrici da esse derivate. La loro lunghezza è dell'ordine di 1 Km e l'area urbana servita dell'ordine di 1 Km^2.

– Condotte distributrici con servizio antincendio, che si dipartono dalle precedenti e sono disposte possibilmente in modo da realizzare una serie di maglie chiuse, di lati, al più di 200–300 m. A tali condotte si assegnano diametri minimi di 100–150 mm, a seconda dell'importanza della zona servita.

– Condotte distributrici senza servizio antincendio, che vengono disposte lungo le strade prive delle precedenti distributrici; a esse si assegnano diametri minimi di 60–80 mm, a seconda delle caratteristiche delle zone servite.

Spesso le varie tubazioni vengono semplicemente distinte in principali, secondarie e terziarie: le principali sono le condotte alimentatrici più importanti; le secondarie sono condotte alimentatrici del secondo ordine che, in alcuni casi, servono anche direttamente le utenze; le terziarie sono le condotte distributrici. In

linea generale, quindi, una rete di distribuzione urbana di una certa importanza è costituita, nel caso di serbatoio di testata, da un tratto di avvicinamento dal serbatoio al centro urbano vero e proprio, da un'alimentatrice principale ad anello a diametro costante; da una serie di alimentatrici secondarie che partono dai nodi dell'anello e hanno, in genere, diametro costante per tutta la loro lunghezza e che, per le reti minori, possono anche servire direttamente le utenze; da un insieme di condotte distributrici, con o senza servizio antincendio, possibilmente collegate fra loro in modo da formare una serie di maglie chiuse.

Volendo assicurare il servizio in tutto il centro abitato in caso di interruzioni di un qualsiasi tronco della rete e ottenere una distribuzione delle pressioni sul piano stradale accettabilmente uniforme, anche in presenza di erogazioni straordinarie in alcune zone a causa di incendi o di interruzioni di qualche tronco, è opportuno che pure i punti di estremità o prossimi alle estremità delle alimentatrici secondarie vengano fra loro collegati mediante altre tubazioni, dette equilibratrici, come è stato già accennato nel paragrafo 11.2. Tali condotte, qualora non vengano prese in considerazione nei calcoli, devono avere un diametro non molto inferiore a quello delle alimentatrici collegate, affinché possano esplicare efficacemente la loro funzione.

Si fa poi presente che, sempre per le reti con serbatoio di testata, nel caso di rottura del tratto che collega il serbatoio alla rete, il servizio subisce un'interruzione, anche se sono stati messi in atto tutti gli accorgimenti tecnici illustati in precedenza (anello a diametro costante, collegamento delle estremità delle secondarie ecc.). Perciò, se si vuole evitare tale inconveniente, il tratto dal serbatoio all'anello principale deve essere costituito da due tubazioni in parallelo (figure 11.1 e 11.6), ciascuna di diametro uguale a quello dell'anello o, per lo meno, di diametro tale che, con la portata $Q/2$, pari alla metà di quella complessiva Q da addurre, si abbia nel tratto suddetto la stessa perdita di carico che si verifica con l'intera portata Q in presenza di un'unica tubazione avente un diametro uguale a quello dell'anello.

Struttura analoga a quella sopra descritta hanno le reti di una certa importanza aventi il serbatoio di estremità; l'unica differenza sta nel fatto che in questo caso non c'è più bisogno di un anello a diametro costante, essendo sufficiente un'arteria principale, ancora a diametro costante, che congiunge la torre piezometrica col serbatoio.

Nelle reti di minor importanza, che hanno una struttura più semplice di quelle sopra descritte, non sono presenti tutte le categorie di tubazioni: tali reti possono essere costituite, per esempio, da un'alimentatrice principale, ad arteria o ad anello, da cui si dipartono direttamente le condotte distributrici, con disposizione di tipo ramificato, alle quali sono allacciate le utenze.

Per acquedotti che servono centri abitati molto piccoli, zone rurali, case sparse, tutte le tubazioni, essendo di diametro modesto, sono dotate di allacci diretti per le utenze, per cui le condotte alimentatrici vengono completamente a mancare.

I tipi di rete di distribuzione descritti rappresentano delle esemplificazioni delle reti reali, che in alcuni casi possono avere una struttura più o meno diversa.

La progettazione esecutiva delle reti deve contenere anche le indicazioni sulla densità delle prese delle utenze private, sull'ubicazione delle saracinesche, dei pozzetti di scarico, delle prese per gli idranti da incendio, per gli idranti di in-

naffiamento delle aree a verde pubblico, per le fontanine pubbliche, per gli scarichi automatici dei manufatti di lavaggio delle fogne ecc.

11.5 Suddivisione del centro abitato in zone servite da reti indipendenti

Nelle città che presentano notevoli variazioni di quota, per evitare che in tratti più o meno estesi della rete si superino di molto i 70 m di carico nelle ore di minor consumo, è opportuna la realizzazione di più reti di distribuzione indipendenti, ciascuna delle quali serve una zona con variazioni altimetriche contenute.

Per le città molto grandi, anche se con limitate variazioni altimetriche, è ancora consigliabile la suddivisione in zone servite da reti autonome, ciascuna dotata di un proprio serbatoio (reti di zona), allo scopo di evitare di dover mettere in opera tubazioni e pezzi speciali di diametro troppo grande. Infatti le difficoltà e i costi degli scavi, dell'accatastamento e della posa in opera dei tubi e degli interventi di riparazione e manutenzione risultano, per le reti di distribuzione urbana, maggiori che per le reti di adduzione esterna e più rapidamente crescenti all'aumentare del diametro.

È perciò opportuno, e in alcuni casi necessario, che i diametri non superino un determinato limite, per il quale si può indicare in linea di massima un valore di 500–600 mm, che può salire a 800 mm per strade molto larghe di grandi città, mentre deve essere ridotto per strade strette e tortuose o con forti pendenze. Con diametri delle condotte principali di 500–600 mm, le reti di distribuzione sono già in grado di servire zone urbane dell'estensione di 20–25 Km^2 e con 150 000–200 000 abitanti, e zone assai più vaste possono essere servite con diametri massimi delle tubazioni di 800 mm.

È buona norma connettere tra loro le varie reti di zona, affinché, in situazioni particolari, una rete possa essere temporaneamente alimentata da un'altra, sempre che ciò sia consentito dall'andamento altimetrico. Le disposizioni delle varie reti e le loro reciproche connessioni possono essere diverse a seconda della situazione: di seguito ne vengono esaminate alcune a titolo esemplificativo.

Una situazione abbastanza frequente è quella che si ha quando un centro abitato, alimentato da un'unica adduttrice debba essere suddiviso, per motivi altimetrici, in più zone di servizio. La soluzione più semplice è quella di servire i serbatoi delle diverse reti mediante derivazioni in parallelo dalla condotta adduttrice, come schematicamente indicato in figura 11.7.

La posizione del serbatoio della generica rete di zona deve essere tale che nelle ore di consumo minimo e quindi con serbatoio al massimo livello, si abbia un carico non superiore ai 70 m nei punti più bassi della rete (come detto in precedenza, si può in pratica ritenere che in questo caso nella rete si abbiano le condizioni idrostatiche), mentre in condizioni di massimo consumo, e quindi col minimo livello nel serbatoio, si abbia una quota piezometrica più alta, in tutti i punti della rete, di non meno di 10 m rispetto alla sommità degli edifici.

Possono essere adottate anche altre soluzioni, come per esempio quelle che prevedono l'alimentazione dei serbatoi delle zone inferiori mediante le reti di distribuzione delle zone più alte (sistema in cascata).

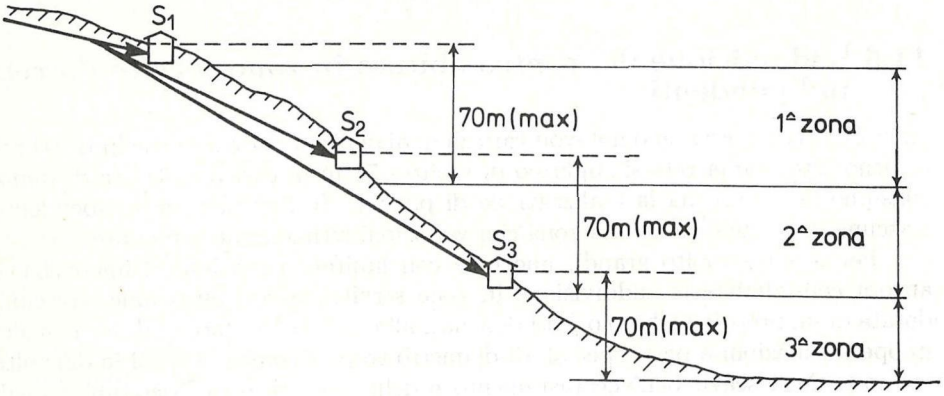


Fig. 11.7 Suddivisione di un centro abitato in zone servite da reti indipendenti.

È facile dimostrare che la somma delle capacità di compenso dei vari serbatoi deve essere uguale alla capacità occorrente in presenza di un'unica rete con un unico serbatoio. Infatti, detta Q la portata che giunge dall'adduttrice in un istante generico e Q_R la portata globalmente richiesta dalle reti nello stesso istante, se risulta $Q > Q_R$ i serbatoi invasano nel complesso la portata $Q - Q_R$, mentre se risulta $Q < Q_R$ i serbatoi svasano la portata $Q_R - Q$, proprio come accade nel caso di un solo serbatoio che serve un'unica rete con portata pari a Q_R.

È da osservare che la distribuzione della capacità di compenso dei singoli serbatoi può essere stabilita a piacimento, entro ampi limiti, dal progettista.

Si supponga, per esempio, che un centro abitato sia suddiviso in due zone di pressione e che il serbatoio che serve la zona più bassa sia alimentato dalla rete che serve quella più alta (figura 11.8). Siano $\bar{Q}_1$ e $\bar{Q}_2$ le portate medie annue richieste dalle due reti e $2,5\,\bar{Q}_1$ e $2,5\,\bar{Q}_2$ le rispettive portate nell'ora di punta; la condotta adduttrice sia dimensionata per la portata $\varphi\,(\bar{Q}_1 + \bar{Q}_2)$, con $1 \leq \varphi \leq 2,5$.

Ai due serbatoi si possono assegnare le capacità di compenso V_1 e V_2 relative al valore di φ in esame, capacità che sono date dalla (1.24):

$$V_1 = \psi(\varphi)\,\bar{Q}_1\,86\,400 \qquad V_2 = \psi(\varphi)\,\bar{Q}_2\,86\,400 \tag{11.1}$$

In questo caso la portata che nell'ora di punta esce dal primo serbatoio dovrà essere $Q = 2,5\,\bar{Q}_1 + \varphi\,\bar{Q}_2$; di questa, l'aliquota $2,5\,\bar{Q}_1$ viene distribuita nella rete alta, mentre la restante aliquota $\varphi\,\bar{Q}_2$ giunge al secondo serbatoio. La rete della zona più alta dovrà essere dimensionata in base alle portate nei vari tratti che si ricavano da quanto detto sopra.

Se invece si assegna al secondo serbatoio una capacità $V_2' < V_2$, occorrerà trovare il valore φ_2' corrispondente a tale capacità ($V_2' = \psi(\varphi_2')\,\bar{Q}_2\,86\,400$), utilizzando la curva $\psi(\varphi)$ relativa al centro abitato avente la tipologia della zona bassa servita (paragrafo 1.8); la rete della zona alta andrà dimensionata tenendo

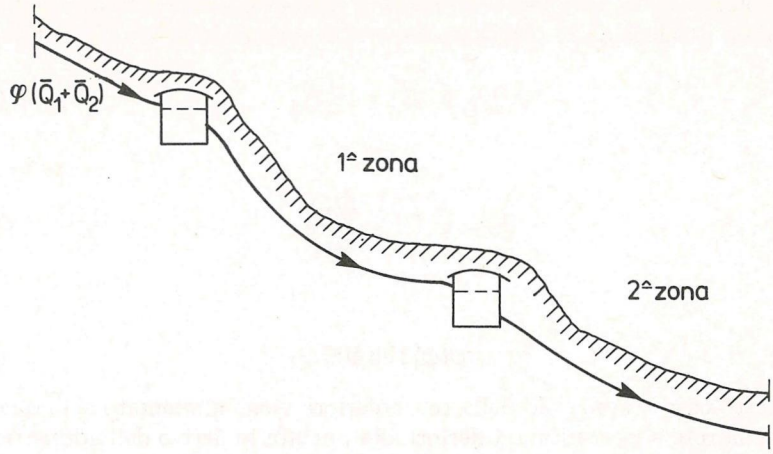


Fig. 11.8 Centro abitato servito da due reti, con serbatoio della zona bassa alimentato dalla rete della zona alta.

conto che dal primo serbatoio dovrà uscire, nell'ora di punta, la portata $2,5\,\bar{Q}_1 + \varphi'_2\,\bar{Q}_2$, che è maggiore di quella che si aveva nel caso precedente, dal momento che è $\varphi'_2 > \varphi$.

Il volume V'_1 del 1° serbatoio dovrà poi essere:

$$V'_1 = (V_1 + V_2) - V'_2 \tag{11.2}$$

Analogamente, se si stabilisse una capacità del 2° serbatoio $V'_2 > V_2$, si troverebbe un $\varphi'_2 < \varphi$, per cui la portata uscente dal 1° serbatoio nell'ora di punta sarebbe in questo caso inferiore a quella che si ha nell'ipotesi di assegnare ai due serbatoi le capacità V_1 e V_2 date dalle (11.1); la capacità V'_1 si ricaverebbe sempre con la (11.2).

In definitiva, quindi, all'aumentare della capacità che si assegna al 2° serbatoio diminuisce quella del 1°, restando costante la capacità globale dei due serbatoi, e diminuisce anche la portata uscente nell'ora di punta dal 1° serbatoio, per cui diminuisce il costo della rete di distribuzione più alta; risulta quindi conveniente assegnare una capacità di compenso più elevata possibile al serbatoio più basso e capacità minore a quello più alto.

Nel caso che la portata $\varphi\,(\bar{Q}_1+\bar{Q}_2)$ in arrivo dall'adduttrice sia maggiore della portata di punta $2,5\,\bar{Q}_1$ della rete alta, si può anche fare a meno della capacità di compenso del 1° serbatoio, assegnando al 2° la capacità globale $\psi(\varphi)\,(\bar{Q}_1 + \bar{Q}_2)$ e dimensionando la rete alta per la portata in arrivo dall'adduttrice pari a $\varphi\,(\bar{Q}_1 + \bar{Q}_2)$, della quale giunge al 2° serbatoio, nell'ora di punta, l'aliquota:

$$\varphi'_2\,\bar{Q}_2 = \varphi\,(\bar{Q}_1 + \bar{Q}_2) - 2,5\,\bar{Q}_1 \tag{11.3}$$

Se invece risulta $\varphi\,(\bar{Q}_1 + \bar{Q}_2) < 2,5\,\bar{Q}_1$, non si può fare a meno di assegnare

un certo volume V_1' di compenso anche al 1° serbatoio, che si ricava facilmente determinando il valore di φ_1' corrispondente alla portata in arrivo dall'adduttrice:

$$\varphi\,(\bar{Q}_1 + \bar{Q}_2) = \varphi_1'\,\bar{Q}_1 \tag{11.4}$$

da cui:

$$\varphi_1' = \varphi\left(1 + \frac{\bar{Q}_2}{\bar{Q}_1}\right) \tag{11.4'}$$

e quindi:

$$V_1' = \psi(\varphi_1')\,86\,400\,\bar{Q}_1 \tag{11.5}$$

In questo caso il serbatoio della rete inferiore viene alimentato solo quando i consumi nella rete alta risultano inferiori alla portata in arrivo dall'adduttrice e il suo volume V_2' si ricava ancora dalla (11.2), con V_1 e V_2 dati dalla (11.1).

I volumi dei due serbatoi che si ottengono dai calcoli sopra riportati sono quelli di compenso e a essi vanno quindi sempre aggiunti quelli di riserva e per il servizio antincendio, di cui si dirà nel capitolo 12.

Un'altra soluzione possibile è quella che prevede un unico serbatoio per la rete più alta dal quale vengono alimentate anche le reti più basse; in questo caso i punti di connessione tra le varie reti devono essere muniti di valvole regolatrici di pressione, in modo che subito a valle si abbia una pressione prestabilita costante, indipendentemente dalla portata. Questa soluzione è però meno consigliabile delle altre, per le incertezze di un sicuro funzionamento delle predette valvole.

È poi da aver presente che, con il sistema delle reti in cascata, le condotte principali delle reti più alte sono percorse da portate maggiori rispetto a quelle che si hanno con le reti di zona completamente indipendenti; perciò, quando ciò comporta per tali condotte dei diametri maggiori di quelli limiti visti in precedenza, è opportuno evitare il suddetto sistema.

Nella pratica si possono avere, rispetto a quelle sopra descritte, anche altre soluzioni, che risultano a volte più complesse, specie quando è opportuno prevedere delle torri piezometriche. Quando la suddivisione della città in zone servite da reti indipendenti viene effettuata, non per motivi altimetrici ma per limitare l'estensione di ciascuna zona allo scopo di rendere più facile la gestione del servizio e di evitare che le condotte principali abbiano diametri troppo grandi, è opportuno che i serbatoi delle varie reti di zona siano serviti indipendentemente l'uno dall'altro. Come già detto, le reti di zona devono essere connesse fra loro in uno o più punti, in modo da poterle collegare in caso di necessità, per assolvere a una funzione di mutuo soccorso; nel caso di due generiche reti che servono zone ad altimetria diversa è ovvio che solo la rete inferiore può essere soccorsa da quella più alta.

11.6 Le condizioni di servizio da rispettare

Una rete di distribuzione deve rispettare condizioni di servizio relative alle situazioni di massimo e minimo consumo, di erogazioni straordinarie per alimentare gli

idranti da incendio e, infine, di interruzione di un suo qualunque tronco per un qualsiasi motivo. Tali condizioni possono così essere sinteticamente riassunte.
1) Nell'ora di massimo consumo e di contemporaneo livello minimo nel serbatoio, la quota piezometrica deve risultare, in qualsiasi punto della rete, più elevata, di non meno di 10 m, delle quote del piano di gronda degli edifici della zona, in modo che le portate richieste, tenendo conto delle perdite di carico abbastanza elevate che si hanno nelle reti di distribuzione interna degli edifici stessi possano giungere nei piani più alti con una pressione ancora sufficiente a garantire una buona erogazione degli apparecchi sanitari. Gli edifici da prendere in considerazione sono quelli medio-alti di ciascuna zona, mentre si possono tralasciare quelli con un'altezza nettamente maggiore rispetto a tutti gli altri, i quali dovranno essere dotati di un impianto di autoclave per assicurare il normale servizio nei piani più alti.
2) Nella situazione di consumo minimo e di contemporaneo livello massimo nel serbatoio, le quote piezometriche non devono superare i 70 m sul piano stradale in nessun punto della rete, per i motivi esposti nel paragrafo 11.3. Si fa presente che il valore di 70 m è da intendersi, possibilmente, come un limite da raggiungere solo in presenza di centri abitati con forti dislivelli, al fine di poter ridurre il numero delle zone da servire con reti indipendenti. Negli altri casi è invece opportuno attenersi a valori minori, che consentano però di rispettare la condizione del successivo punto.
3) La massima oscillazione di carico durante l'esercizio non deve superare i 15 m in alcun punto della rete; a volte però, per esigenze economiche, si ammettono oscillazioni di 20 m e, eccezionalmente, anche maggiori. Infatti, come si vedrà nel seguito, all'aumentare di tale oscillazione diminuiscono i diametri dei vari tratti. La limitazione delle oscillazioni di carico nella rete discende dall'esigenza di ridurre le sollecitazioni nei giunti che si hanno per effetto dei piccoli ma continui fenomeni di colpo d'ariete dovuti alle varazioni della richiesta idrica e dall'esigenza di limitare le variazioni delle portate relative alle eventuali erogazioni continue presenti (eventuali luci tassate, fontanine pubbliche, alimentazione di pozzetti di cacciata ecc.).
4) Le tubazioni distributrici terziarie con servizio antincendio devono essere in grado di erogare le portate concentrate per il funzionamento degli idranti in presenza di una portata distribuita alle utenze pari alla metà di quella dell'ora di massimo consumo annuo. In tale situazione la quota piezometrica sul piano stradale deve essere ovunque di almeno 15 m, per avere un buon funzionamento degli idranti e per servire i piani inferiori degli edifici.
5) In caso di interruzione di un qualsiasi tronco di tubazione, che viene isolato mediante chiusura delle saracinesche di intercettazione che lo delimitano, deve essere garantito in ogni punto della rete un servizio con portata pari alla metà di quelle dell'ora di massimo consumo e con quote piezometriche in qualsiasi punto della rete non inferiori a 15 m sul piano stradale.

Si analizza ora nei dettagli la condizione del punto 3. Detti Δh_s l'escursione tra il livello minimo e quello massimo nel serbatoio e ΔY_{max} e ΔY_{min} le perdite di carico nel generico percorso idraulico dal serbatoio a un qualsiasi punto della rete, rispettivamente nell'ora di massimo consumo e nella situazione di consumo minimo, la massima oscillazione di quota piezometrica ΔY_r nel generico punto della rete risulta (figura 11.9):

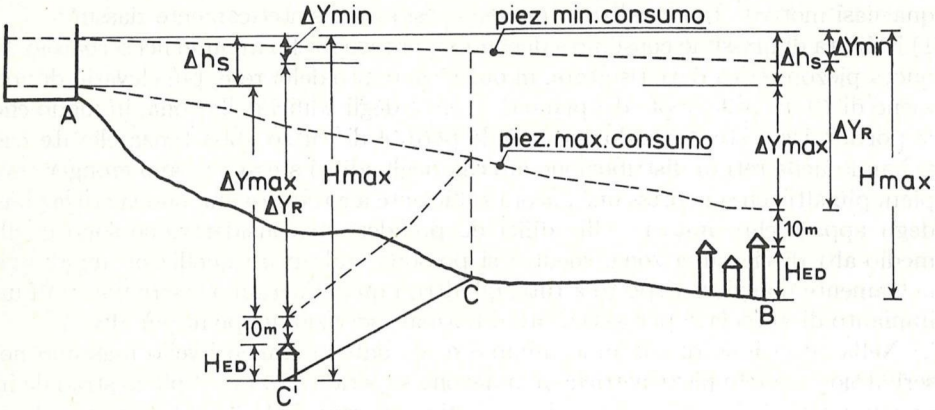


Fig. 11.9 Linee piezometriche nelle ore di massimo e di minimo consumo nelle reti con serbatoio di testata.

$$\Delta Y_R = \Delta Y_{max} + \Delta h_s - \Delta Y_{min} \tag{11.6}$$

La (11.6) deve essere rispettata per tutti i punti della rete, sia che questa sia alimentata da un solo lato (serbatoio di testata), sia che venga alimentata da entrambi i lati (serbatoio di estremità). Nella figura 11.9 sono rappresentati i valori delle grandezze che intervengono nella (11.6) per due punti estremi, B e C', di una rete con serbatoio di testata. Per tale tipo di rete, in base ai dati di consumo riportati nel capitolo 1, si deduce quanto segue. Per città di media importanza (da 50 000 a 200 000 abitanti) nell'ora di massimo consumo annuo si può assumere una portata $Q_h = 2,5\,\bar{Q}$, mentre in alcune ore notturne dei mesi di minor consumo la portata richiesta dalla rete scende al valore $Q = 0,2 \cdot 0,7\,\bar{Q} \simeq 0,14\,\bar{Q}$, pari a $0,056\,Q_h$. Ammesso che il moto sia sempre assolutamente turbolento, si deduce quindi che $\Delta Y_{min} \simeq 0,003\,\Delta Y_{max}$, ed è perciò del tutto trascurabile, per cui dalla (11.6) si vede che la massima oscillazione di carico ΔY_R in un generico punto della rete si può ritenere pari alla somma della massima oscillazione di livello Δh_s nel serbatoio e della perdita di carico che si ha, nell'ora di massimo consumo, dal serbatoio fino al suddetto punto della rete:

$$\Delta Y_R \cong \Delta Y_{max} + \Delta h_s \tag{11.6'}$$

Anche per città di importanza medio-alta risulta ΔY_{min} trascurabile rispetto a ΔY_{max} e si giunge perciò alle stesse conclusioni. Risulta infatti: $Q_h = 2,00\,\bar{Q}$; $Q_{min} = 0,40 \cdot 0,85\,\bar{Q} = 0,34\,\bar{Q} = 0,17\,Q_h$ e quindi $\Delta Y_{min} \cong 0,029\,\Delta Y_{max}$.

Ovviamente ΔY_{min} è ancora più trascurabile rispetto a ΔY_{max} per piccoli centri abitati, sia per la diminuzione percentuale della portata minima che per l'aumento percentuale della portata di punta rispetto alla portata media $\bar{Q}$.

Le massime oscillazioni di carico ΔY_R si verificano nella zona in cui il piano piezometrico, nell'ora di massimo consumo, è più basso. È da notare che, nel caso di serbatoio di testata, non sempre tale zona è quella che più dista dal serbatoio; infatti, per centri abitati con altimetria variabile e con altezze degli edifici diverse nelle varie zone, può accadere che il piano piezometrico risulti più basso in zone più vicine al serbatoio che si trovano a quote inferiori rispetto alle zone più lontane.

Per esempio, nel profilo schematico della figura 11.9 si vede che nel punto C' della rete si ha una ΔY_R maggiore di quella relativa al punto B, che pure dista dal serbatoio più di C'. Considerazioni analoghe valgono per le reti alimentate da due estremità.

Con riferimento alla figura 11.9, si osserva poi che, detta H_{Ed} l'altezza degli edifici di una data zona, al di sopra dei quali occorre avere un carico minimo di 10 m nell'ora di massimo consumo annuo, il carico idrostatico H_{max} sul piano stradale in tale zona risulta:

$$H_{max} = H_{Ed} + \Delta Y_{max} + \Delta h_s + 10 \tag{11.7}$$

Avendo presente la (11.6′), si deduce allora il valore di H_{max} che non deve essere superato in nessun punto se si vuole limitare a ΔY_R la massima oscillazione di carico nella rete:

$$H_{max} \leq H_{Ed} + \Delta Y_R + 10 \tag{11.8}$$

Per esempio, per $H_{Ed} = 20$ m, se si vuole contenere ΔY_R in 15 m, H_{max} non deve superare il valore di 45 m.

Dalla (11.6′) si deduce poi che la massima perdita di carico ΔY_{max} nella rete, nell'ora di massimo consumo, deve essere inferiore a ΔY_R di una quantità pari all'escursione di livello Δh_s nel serbatoio, variabile, di norma, tra i 2,50 e i 5 m.

Dalla (11.8) si vede che, tranne che per zone con edifici molto alti, la limitazione di ΔY_R a 15−20 m porta a valori di H_{max} sensibilmente inferiori al limite di 70 m in precedenza riportato. Perciò, per centri abitati con altimetria molto variabile, risulta indispensabile assumere valori di ΔY_R maggiori, non tanto per ottenere un'economia nella realizzazione della rete, quanto per evitare di dover suddividere l'abitato in un elevato numero di zone − magari di estensione limitata − servite da reti indipendenti. In questi casi si può ammettere che ΔY_R possa assumere i valori massimi che si deducono dalla (11.8) per $H_{max} = 70$ m.

Nel caso di reti con serbatoio di estremità, alimentate da due lati, vale ancora la (11.6); le linee piezometriche nell'ora di massimo consumo annuo e nelle ore notturne di minimo consumo hanno però gli andamenti qualitativi rappresentati nella figura 11.10, andamenti che saranno meglio illustrati nel paragrafo 11.8: in particolare, nei periodi di minor consumo, essendo il flusso lungo l'intera tubazione principale diretto dalla torre verso il serbatoio, si ha una piezometrica sempre discendente. In questo caso, per calcolare ΔY_{max} e ΔY_{min} e quindi ΔY_R mediante la (11.6), occorre seguire il percorso idraulico dal serbatoio (o dalla torre) al punto in esame; con riferimento al percorso che ha origine dal serbatoio, assumendo positiva la portata nell'arteria principale se diretta dal serbatoio verso la torre e negativa se diretta in senso opposto, assumendo ancora positiva la portata diretta verso le estremità libere nei tratti che si diramano dall'arteria, calcolando le perdite

di carico mediante la (5.23) e introducendo, dove necessario, la portata equivalente (si veda paragrafo 11.8), risulta:

$$\Delta Y_{max} = \int_0^L \frac{b\, Q_{max}\, |Q_{max}|}{D^{\mu}}\, ds \tag{11.9}$$

$$\Delta Y_{min} = \int_0^L \frac{b\, Q_{min}\, |Q_{min}|}{D^{\mu}}\, ds \tag{11.10}$$

dove Q_{max} e Q_{min} sono le portate nel generico punto del percorso rispettivamente nell'ora di maggior consumo e nelle ore di minor consumo e L è il generico percorso idraulico.

Si può anche scrivere:

$$\Delta Y_{max} - \Delta Y_{min} = \int_0^L \frac{b\, Q_f\, |Q_f|}{D^{\mu}}\, ds \tag{11.11}$$

avendo introdotto la portata fittizia Q_f tale che:

$$Q_f\, |Q_f| = Q_{max}\, |Q_{max}| - Q_{min}\, |Q_{min}|$$

Naturalmente nei casi pratici ΔY_{max}, ΔY_{min} e $\Delta Y_{max} - \Delta Y_{min}$ possono essere determinati come sommatoria delle perdite di carico in una serie di tratti del percorso, in ciascuno dei quali sono costanti la portata (o la portata equivalente), il diametro e la scabrezza.

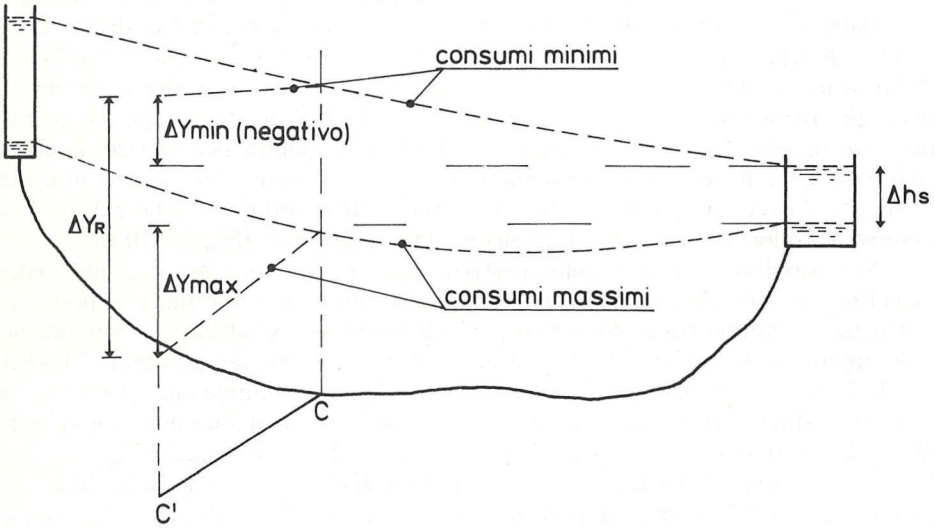


Fig. 11.10 Linee piezometriche nelle ore di massimo e di minimo consumo nelle reti con serbatoio di estremità.

È da osservare che, avendo assunto come percorso idraulico per il generico punto della rete quello che ha origine dal serbatoio, il ΔY_{min} generico risulta negativo; ciò significa che nelle ore di minimo consumo la quota piezometrica in ogni punto della rete è più elevata del massimo livello del serbatoio, come accade, per esempio, per il punto C' della figura 11.10. Per punti della rete molto prossimi alla torre può in alcuni casi risultare negativo anche il ΔY_{max}.

In base a quanto detto è possibile ricavare con la (11.6) la massima oscillazione di carico ΔY_R per qualsiasi punto delle reti alimentate dalle due estremità.

11.7 Tipi di tubazione delle reti di distribuzione

Per la scelta dei materiali delle tubazioni da adoperare nelle reti di distribuzione si possono fare altre considerazioni in aggiunta a quelle riportate nel capitolo 4.

È assolutamente sconsigliabile l'impiego delle tubazioni di cemento armato e di cemento armato precompresso per vari motivi. Innanzi tutto la produzione di tali tubi è relativa a diametri superiori a 400–500 mm, quindi è quasi interamente al di sopra del campo dei diametri richiesti per una rete di distribuzione urbana; il materiale, poi, si presta male alla realizzazione in opera di tronchi di tubo più corti di quelli normali, necessari spesso nelle reti; inoltre, i molti pezzi speciali e le apparecchiature di materiale metallico, assai frequenti nelle reti, richiederebbero una serie di complicazioni per la formazione delle giunzioni; infine, il materiale e, soprattutto, il normale giunto con anello in gomma, sono poco adatti a resistere alle continue oscillazioni di pressione che si hanno nelle reti di distribuzione.

Per i tubi di materiale plastico c'è il grosso inconveniente, nelle reti di distribuzione, dell'elevato valore che assume spesso la pressione addizionale p_0 dovuta a tutte le azioni esterne, per effetto dei sovraccarichi accidentali; sono richieste, quindi, operazioni di posa in opera particolarmente accurate. Inoltre, anche per tali tubi la tenuta dei giunti viene messa a dura prova dalle continue vibrazioni dovute al traffico stradale e c'è sempre il problema delle giunzioni con le apparecchiature metalliche.

Per le tubazioni di acciaio aumentano enormemente, rispetto alle reti esterne di adduzione, i problemi relativi alla resistenza alla corrosione, per la presenza continua di correnti disperse, dovute alle linee elettriche presenti, perciò, la protezione passiva delle tubazioni, per quanto accurata possa essere, difficilmente offre sufficienti garanzie e anche la protezione attiva presenta difficoltà di realizzazione e di conservazione. Tutto ciò comporta reali rischi di una minore durata dei tubi di acciaio.

Solo le tubazioni di ghisa sferoidale presentano, nelle reti di distribuzione urbana, un comportamento pressoché identico a quello che hanno nelle reti esterne e perciò offrono le maggiori garanzie di resistenza e conservazione nel tempo.

11.8 Determinazione della portata equivalente di una tubazione, in base alle condizioni di erogazione

In una condotta che fa un determinato servizio lungo il percorso si ha fra le estremità una certa perdita di carico; per portata equivalente o fittizia si intende quella portata che darebbe luogo alla stessa perdita di carico qualora fosse addotta

da un'estremità all'altra della condotta stessa.

Si consideri innanzi tutto una tubazione di lunghezza L nel cui estremo di monte entri la portata $Q_E + Q_d$, di cui la Q_E viene addotta fino all'estremità di valle, mentre la Q_d viene uniformemente distribuita lungo il percorso, con una erogazione q per unità di lunghezza, per cui $Q_d = q\,L$ (ovviamente l'erogazione lungo il percorso non sarà continua e uniforme, ma la si assume tale per semplicità quando la tubazione è interessata da una serie di prese per utenze molto ravvicinate fra loro o da una serie di derivazioni di altre tubazioni sempre molto vicine).

La portata nella tubazione, a distanza x dall'estremo di valle, è $Q_x = Q_E + q\,x$ (figura 11.11) e quindi la pendenza J_x della linea dei carichi in questa sezione risulta:[1]

$$J_x = \frac{b}{D^\mu}\,(Q_E + q\,x)^2 \tag{11.12}$$

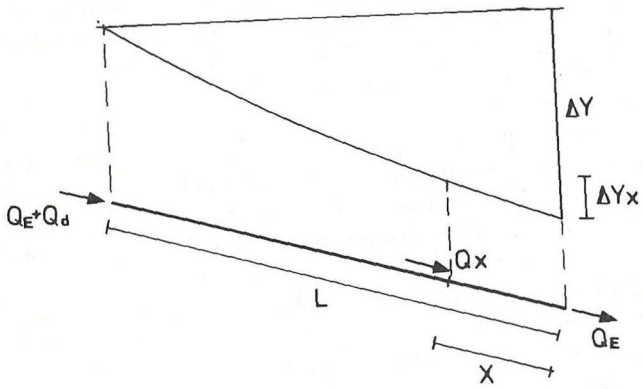


Fig. 11.11 Linea piezometrica lungo una condotta che fa servizio di estremità e lungo il percorso.

La perdita di carico ΔY_x tra l'estremità di valle della condotta e l'ascissa x generica è quindi:

$$\Delta Y_x = \int_0^x \frac{b}{D^\mu}\,(Q_E + q\,x)^2 dx = \frac{b}{D^\mu}\,(Q_E^2 + Q_E\,q\,x + \frac{1}{3}\,q^2\,x^2)\,x \tag{11.13}$$

(1) In questo capitolo sulle reti di distribuzione si assume per la pendenza piezometrica la formula monomia (5.23), ritenendo così il moto sempre assolutamente turbolento, cosa che non sempre accade. Tutti i risultati cui si perviene possono però essere facilmente modificati adottando per il calcolo delle perdite di carico una qualsiasi altra formula fra quelle viste nel capitolo 5.

La (11.12) e la (11.13) descrivono l'andamento della linea piezometrica a partire dall'estremo di valle. Per $x = L$, si ottiene la perdita di carico fra gli estremi della condotta:

$$\Delta Y = \frac{b}{D^{\mu}} \left(Q_E^2 + Q_E\, Q_d + \frac{1}{3}\, Q_d^2\right) L \tag{11.14}$$

La portata equivalente risulta perciò:

$$Q_{eq} = \sqrt{Q_E^2 + Q_E\, Q_d + \frac{1}{3}\, Q_d^2} \tag{11.15}$$

Molto spesso, per semplicità, si assume il seguente valore di Q_{eq}, che differisce molto poco da quello sopra determinato:

$$Q_{eq} = Q_E + 0,55\, Q_d \tag{11.16}$$

Nel caso che la tubazione faccia solo servizio uniforme lungo il percorso ($Q_E = 0$), dalla (11.14) si deduce che la perdita di carico ΔY è pari a 1/3 di quella che si avrebbe nel caso che la stessa portata Q_d fosse addotta interamente all'estremità di valle e la portata equivalente risulta:

$$Q_{eq} = \frac{Q_d}{\sqrt{3}} \tag{11.17}$$

Come si vedrà nel seguito, le formule sopra riportate sono facilmente estendibili al caso di una tubazione che fa servizio lungo il percorso ed è alimentata da entrambe le estremità, anche con portate diverse.

A volte può risultare comodo determinare la portata equivalente anche per condotte che hanno un funzionamento un po' più complesso; ciò può essere facilmente fatto calcolando prima la perdita di carico che si ha con il servizio effettivo e successivamente uguagliando tale perdita a quella che si verificherebbe in presenza della portata equivalente addotta tutta all'estremità di valle.

Si abbia per esempio la condotta di lunghezza L che effettua un servizio uniforme lungo l'intero percorso, distribuendo la portata $Q_d = q\, L$; ai nodi B, C e D vengano inoltre erogate le portate Q_1, Q_2 e Q_3 (figura 11.12). Le perdite di carico nei vari tronchi risultano:

$$\Delta Y_{CD} = \frac{b}{D^{\mu}} \left(Q_3 + 0,55\, q\, x_1\right)^2 x_1$$

La portata di estremità del tronco $B\,C$ è la seguente:

$$Q_{E_{BC}} = Q_2 + Q_3 + q\, x_1$$

per cui si ha:

$$\Delta Y_{BC} = \frac{b}{D^{\mu}} \left(Q_2 + Q_3 + q\, x + 0,55\, q\, x_2\right)^2 x_2$$

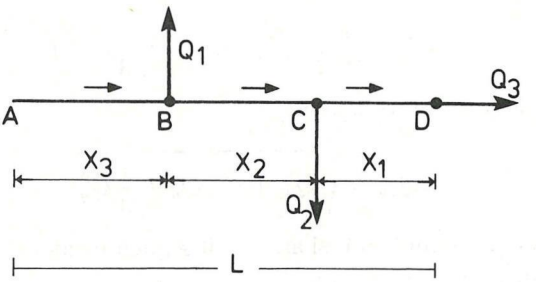


Fig. 11.12 Condotta con servizio lungo il percorso e di estremità e con erogazione nei nodi B e C.

La portata di estremità del tronco AB risulta:

$$Q_{E_{AB}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + q\,(x_1 + x_2)$$

e quindi

$$\Delta Y_{AB} = \frac{b}{D^{\mu}}\,[Q_1 + Q_2 + Q_3 + q\,(x_1 + x_2) + 0,55\,q\,x_3]^2\,x_3$$

Determinata la perdita di carico totale $\Delta Y_{AD} = \Delta Y_{AB} + \Delta Y_{BC} + \Delta Y_{CD}$, si ricava la portata equivalente dalla:

$$\Delta Y_{AD} = \frac{b}{D^{\mu}}\,L\,Q_{eq}^2 \tag{11.18}$$

Nelle reti a maglie può accadere che i tratti che fanno servizio lungo il percorso, distribuendo la portata Q_d, siano alimentati da una delle due estremità con una portata in ingresso pari a $Q_E + Q_d$ e abbiano una portata in uscita Q_E dall'altro estremo; quando si verifica ciò, si ricade nel caso già considerato nella figura 11.11, con Q_E che può anche risultare nulla.

A volte, però, il tratto risulta alimentato da entrambi gli estremi 1 e 2 con portate Q_1 e Q_2 la cui somma è pari a Q_d (figura 11.13). In questo caso occorre innanzi tutto determinare la posizione del nodo di inversione lungo il tratto, posizione che può essere individuata dalla distanza x dal nodo 1:

$$x = L\,\frac{Q_1}{Q_d}\,; \qquad L - x = L\,\frac{Q_2}{Q_d} \tag{11.19}$$

Detto Y_x il carico in x, si ha quindi:

$$Y_1 - Y_x = \frac{1}{3}\frac{b\,Q_1^2}{D^\mu}x = \frac{1}{3}\frac{b}{D^\mu}\frac{Q_1^3}{Q_d}L \tag{11.20}$$

$$Y_2 - Y_x = \frac{1}{3}\frac{b\,Q_2^2}{D^\mu}(L-x) = \frac{1}{3}\frac{b}{D^\mu}\frac{Q_2^3}{Q_d}L \tag{11.21}$$

sottraendo dalla (11.20) la (11.21) si ha:

$$Y_1 - Y_2 = \frac{1}{3}\frac{b}{D^\mu}\frac{Q_1^3 - Q_2^3}{Q_d}L \tag{11.22}$$

La portata equivalente risulta quindi:

$$Q_{eq} = \frac{1}{\sqrt{3}}\sqrt{\frac{Q_1^3 - Q_2^3}{Q_d}} \tag{11.23}$$

In modo del tutto analogo si procede per determinare Q_{eq} nel caso sia $Q_2 > Q_1$.

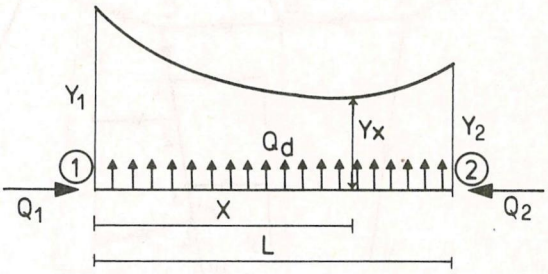


Fig. 11.13 Tubazione alimentata da entrambi gli estremi, che fa servizio lungo il percorso.

11.9 Le reti di distribuzione di tipo aperto o ramificato

Le reti di distribuzione di tipo aperto o ramificato presentano gli inconvenienti citati nei paragrafi 11.2 e 11.4 e perciò possono essere previste solo per centri abitati molto piccoli, per centri rurali o per case sparse.

Tali reti risultano ovviamente ancora meno affidabili ad assicurare il servizio, in caso di interruzione di qualche tronco, quando sono alimentate da un solo estremo, quindi in presenza di serbatoi di testata. In questo caso, la presenza di un percorso principale da realizzare con tubazione a diametro costante (arteria principale) non ha alcun significato, in quanto l'interruzione di un qualsiasi tronco dell'arteria comporta, per forza di cose, l'interruzione completa del servizio a valle.

Si passa ora a esaminare i due problemi che possono presentarsi, quello di progetto e quello di verifica.

11.10 Problemi di progetto delle reti di tipo aperto o ramificate

Nei problemi di progetto, prima di procedere al calcolo dei diametri, occorre determinare le portate che interessano le varie condotte distributrici, dalle quali si risale alle portate fittizie dei vari tratti delle condotte alimentatrici.

Il problema è abbastanza semplice nel caso che si sta esaminando, in cui né le condotte distributrici, né quelle alimentatrici formano alcuna maglia chiusa.

Per esempio, nel caso dell'alimentatrice secondaria $C - C'$, che alimenta le distributrici 1–1', 2–2', 3–3', 4–4' e 4–4" (figura 11.14), è possibile determinare le aree di competenza delle suddette distributrici e quindi il numero di abitanti che esse servono, da cui si risale facilmente alle portate che nell'ora di punta escono

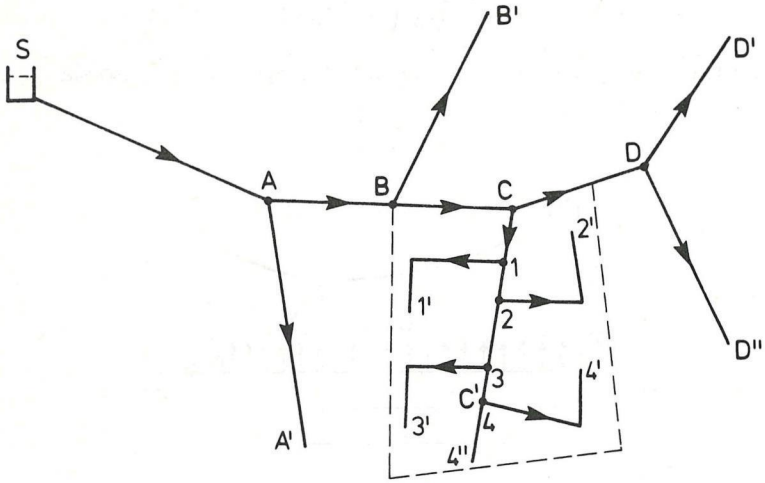


Fig. 11.14 Delimitazione della zona servita dalla condotta alimentatrice C-C'.

dai nodi 1–2–3–4, in base alle quali si può calcolare la portata equivalente della tubazione $C - C'$. Il numero di abitanti presenti in ciascuna zona servita da una distributrice può essere ricavato anche in base alla presumibile densità di popolazione, che è funzione delle caratteristiche di urbanizzazione della zona stessa.

Per le aree in cui gli strumenti urbanistici prevedono un incremento abitativo (zone di completamento) o un'espansione del centro abitato (zone di espansione), occorre fare riferimento agli abitanti previsti in futuro, come è stato esposto nel capitolo 1. Inoltre, bisogna tener conto anche della presenza di eventuali utenze particolari allacciate alle diverse condotte distributrici, come ospedali, alberghi, caserme ecc.

In generale, se la portata in ingresso dal nodo C nell'alimentatrice $C - C'$ non

è molto grande e se le condotte distributrici sono pressoché ugualmente distanziate e distribuiscono portate non molto diverse tra loro, si può ritenere che la condotta $C - C'$ faccia un servizio uniforme lungo il percorso e assumere di conseguenza una portata equivalente $Q_{eq} = Q_c/\sqrt{3}$, con Q_c portata entrante dal nodo C.

Così procedendo, si può evitare il calcolo della portata di ciascuna distributrice, essendo ovviamente sufficiente quello della portata globale Q_c, relativa agli abitanti complessivamente serviti dall'alimentatrice $C - C'$. Alle condotte distributrici (o condotte terziarie) si assegnano poi i diametri minimi di cui si è detto nel paragrafo 11.4, verificando se la quota piezometrica alle loro estremità è idonea o meno a garantire il servizio e procedendo alle ulteriori verifiche relative a situazioni particolari di erogazione.

La determinazione della portata equivalente delle condotte secondarie viene fatta con identica metodologia nel caso in cui queste alimentino direttamente le utenze.

11.10.1 Progetto delle reti ramificate alimentate da un solo estremo

Si tratta di reti con serbatoio di testata. Una volta determinate le portate che escono dai nodi *A-B-C-D* della condotta principale per alimentare le secondarie (figura 11.14), è possibile determinare, mediante le equazioni di continuità ai nodi stessi, le portate nei vari tratti della condotta principale *S-A-B-C-D*. Si stabiliscono poi il minimo livello liquido nel serbatoio e le quote piezometriche alle estremità delle secondarie, in base ai criteri illustrati nel paragrafo 11.6; al riguardo, si fa presente che per far fronte alle perdite di carico che si hanno lungo le condotte distributrici (condotte terziarie), che non vengono prese in considerazione nei calcoli, occorre fissare alle estremità delle secondarie quote piezometriche più elevate di qualche metro rispetto a quelle indicate nel suddetto paragrafo.

Risultano quindi note le quote piezometriche in tutte le estremità della rete e le portate nei vari tratti, mentre sono incogniti i diametri dei t tratti e le quote piezometriche degli n nodi. Le condizioni idrauliche, rappresentate dalle equazioni di moto nei t tratti della rete non sono perciò da sole sufficienti a rendere determinato il problema, che presenta n gradi di libertà.

Fra le soluzioni possibili si può scegliere quella più economica, la quale può essere trovata utilizzando, accanto alle equazioni di moto, le equazioni di economia ai nodi, che possono essere scritte negli stessi modi visti nel capitolo 5; anche i metodi di risoluzione sono gli stessi di quelli già dettagliatamente illustrati nel capitolo 5, al quale si rimanda. C'è solo da aver presente che per le reti di distribuzione urbana di tipo ramificato la risoluzione del problema è generalmente più semplice, in quanto le tubazioni sono per lo più dello stesso materiale.

Determinati i diametri teorici, si passa a quelli commerciali e si effettuano poi tutte le altre verifiche relative ai particolari funzionamenti della rete esposti in precedenza, verifiche che, a volte, possono consigliare di modificare il diametro di qualche tratto.

Esemplificazione numerica

Un centro abitato con $N = 15\,000$ abitanti è servito dalla rete ramificata con serbatoio di testata indicata in figura 11.14; la rete è costituita da una condotta principale *S-A-B-C-D* che non fa servizio lungo il percorso e alimenta le condotte secondarie $A - A'$, $B - B'$, $C - C'$, $D - D'$

e $D - D''$, che servono le utenze, sia direttamente che tramite le condotte terziarie (condotte distributrici), che hanno una lunghezza massima di 300 m.

Tenendo conto delle quote stradali e dell'altezza degli edifici da servire, ammesso un carico minimo al di sopra di questi di 10 m nell'ora di punta e supponendo una perdita di carico di 2—3 m nelle condotte terziarie, si deduce che per assicurare il servizio sono necessarie alle estremità delle secondarie le quote piezometriche riportate nella tabella 11.1; la quota di minimo invaso del serbatoio S è di 100 m. L'escursione di livello prevista per il serbatoio è di 3,50 m, per cui, anche ammettendo che nei periodi di minimo consumo la piezometrica coincida con l'idrostatica (consumi nulli), la massima oscillazione di carico nella rete risulta di 18,50 m, perciò è accettabile.

Tab. 11.1 Dimensionamento della rete di distribuzione della figura 11.14

						1° tentativo			2° tentativo		3° tentativo		Soluzione		
Tratto	L (m)	Abit. serv.	Qd (l/s)	Qeq (l/s)	Y (m)	D (mm)	Nodo	Y (m)	Di (mm)	Y (m)	Di (mm)	Y (m)	Di (mm)	Y (m)	V (m/s)
					100		S								
S-A	550			122,3		321			338		332		362,6		1,18
							A	96,37		97,25		96,97		98,10	
A-B	300			106		292			315		308		311,6		1,39
							B	93,93		95,62		95,12		96,35	
B-C	350			75		240			274		265		260,4		1,37
							C	89,83		93,60		92,69		93,70	
C-D	320			42,4		161			224		214		209,2		1,23
							D	79,96		91,88		90,47		91,21	
A-A'	600	2000	16,3	9,4		120			116		117		131,6		1,20
					92		A'	92		92		92		95,38	
B-B'	750	3800	31	17,9		151			144		146		157,4		1,59
					88		B'	88		88		88		91,60	
C-C'	550	4000	32,6	18,8		151			135		138		157,4		1,67
					85		C'	85		85		85		89,86	
D-D'	700	2700	22	12,7					127		133		131,6		1,62
					85		D'			85		85		85,42	
D-D"	600	2500	20,4	11,8					144		131		131,6		150
					86		D"			89,28		86,08		86,92	

La dotazione idrica è $q = 220$ l/giorno x ab.; il coefficiente di punta oraria, dedotto con la (1.21) di Gibs è $\alpha_h \simeq 3{,}20$. Il numero degli abitanti futuri previsti per le aree di competenza di ciascuna secondaria è riportato nella tabella 11.1; moltiplicando per il coefficiente di punta oraria α_h le portate medie annue $\bar{Q}$ date dalla (1.2), si ricavano le portate Q_d che dai nodi A-B-C-D entrano nelle condotte secondarie e quindi anche le portate nei vari tratti della condotta principale.

Supposto per le secondarie un servizio uniforme lungo il percorso, data la vicinanza delle derivazioni delle terziarie e dato che esse stesse sono in alcuni tratti munite di prese per le utenze, si deduce che le portate equivalenti delle secondarie sono uguali a $Q_d/\sqrt{3}$ e quindi assumono i valori riportati nella tabella 11.1, nella quale sono indicate anche le lunghezze L delle secondarie stesse e dei vari tratti della condotta principale.

La rete è in ghisa sferoidale, per cui per il calcolo delle perdite di carico, a tubi usati, si applica la (5.21″), che si riporta di seguito per comodità di lettura:

$$J = 0,00103\, Q^2\, D^{-5,33} \tag{11.24}$$

Il coefficiente ν dell'equazione di costo (5.42) delle tubazioni in opera per unità di lunghezza ($C = a\, D^{\nu}$) vale 1,22; quindi, l'equzione di economia (5.90) applicata ai nodi A-B-C-D assume la forma:

$$\sum_A \frac{D^{6,55}}{Q^2} = \sum_P \frac{D^{6,55}}{Q^2} \tag{11.25}$$

nella quale, per le condotte secondarie, le portate da introdurre sono quelle equivalenti.

Il problema si può risolvere col seguente procedimento iterativo. Si fissa una pendenza piezometrica di tentativo per il 1° tratto $S - A$, pari a quella media $\bar{J}_{S-D''} = 0,0066$ che si ha lungo l'intero percorso da S a D'', che è quello idraulicamente più difficile; in base a tale valore di J si ricava, con la formula (11.24) di moto, il diametro D_{S-A} e la perdita di carico nel tratto $S - A$ e quindi la quota piezometrica Y_A del nodo A. Essendo nota la quota piezometrica in A', sempre con la (11.24) si deduce il diametro $D_{A-A'}$; nell'equazione (11.25) di economia relativa al nodo A risulta perciò incognito solo il diametro D_{A-B}, che può perciò essere determinato. La (11.24) permette quindi di dedurre la pendenza piezometrica J_{A-B} e quindi la quota piezometrica Y_B del nodo B.

Ancora con la (11.24) si ricava il diametro $D_{B-B'}$ del tratto $B - B'$ e successivamente si deduce il diametro D_{B-C} del tratto $B - C$ mediante la (11.25) applicata al nodo B.

Con l'equazione di moto si determina quindi il diametro $D_{C-C'}$ della condotta secondaria $C - C'$ e quindi con l'equazione di economia al nodo C il diametro del tratto $C - D$. Si calcola poi, ancora con la (11.24), la quota piezometrica Y_D del nodo D, che risulta pari a 79,96 m, perciò inferiore alle quote piezometriche stabilite alle estremità delle condotte secondarie $D - D'$ e $D - D''$. Viene perciò effettuato un 2° tentativo, partendo da un valore di $J_{S-A} = 0,0050$, inferiore a quello di 1° tentativo; procedendo in modo identico al 1° tentativo, si è pervenuti a una quota piezometrica $Y_D = 91,88$ m; con l'equazione di moto si è quindi determinato il diametro del tratto $D - D'$ e successivamente, mediante l'equazione di economia al nodo D si è calcolato il diametro del tratto $D - D''$, che ha permesso di ricavare la perdita di carico in detto tratto e di pervenire quindi alla quota piezometrica $Y_{D''} = 89,28$ m all'estremità D''. Poiché tale quota è più elevata di quella stabilita ($Y_{D''} = 86$ m), significa che la dissipazione di carico nella rete può leggermente aumentare, per cui si effettua una 3ª iterazione di calcolo partendo da una $J_{S-A} = 0,0055$; con il solito procedimento si è pervenuti in questo caso a una quota piezometrica in D'' di 86,08 m, vicinissima a quella fissata, per cui non occorrono ulteriori tentativi di calcolo.

Nella tabella 11.1 sono riportati i valori dei diametri nei vari tratti e le quote piezometriche nei nodi trovati nei tre tentativi effettuati: si può notare che in effetti le variazioni dei diametri passando dal 2° al 3° tentativo sono minime, per cui i calcoli potevano essere già arrestati dopo il 2° tentativo, anche perché occorre passare dalla soluzione teorica a quella con i diametri commerciali, soluzione che è riportata nella tabella 11.1; come si vede, le quote piezometriche alle estremità delle condotte secondarie risultano un po' maggiori di quelle stabilite, tuttavia una soluzione con la suddivisione delle secondarie in due tronchi di diametro diverso, al fine di giungere a tali estremità con le quote fissate, non sarebbe stata giustificata dall'entità dell'economia realizzabile.

Nella tabella 11.1 sono infine riportate le velocità nei vari tratti di tubazione, che risultano accettabili, tenendo presente che sono relative all'ora di punta (le velocità nelle secondarie si riferiscono alla sezione iniziale).

Alle condotte terziarie si può assegnare un diametro D_i = 105,8 mm o D_i = 65 mm, a seconda che facciano o meno servizio antincendio.

Per quanto riguarda le verifiche relative a particolari situazioni di funzionamento, è inutile effettuare quella che si presenta a seguito dell'interruzione di un dato tronco, essendo impossibile l'alimentazione dei tronchi a valle.

Per il servizio antincendio si suppone che possa funzionare un idrante da 5 l/s installato all'estremità di una generica secondaria o terziaria, con un carico di 15 m sul piano stradale, assicurando per la secondaria stessa un servizio corrispondente a una portata distribuita Q_d pari alla metà di quella che si ha nell'ora di punta.

Con tali ipotesi, le portate equivalenti delle secondarie sono pari a:

$$(5 + 0,55\,\frac{1}{2}\,Q_d)\ l/s$$

Con i valori di Q_d riportati nella tabella 11.1, le portate equivalenti delle secondarie $A-A'$, $B-B'$, $C-C'$, $D-D'$, $D-D''$ risultano rispettivamente uguali a 9,5, 13,5, 14,0, 11,0, 10,6 l/s. Poiché queste portate sono inferiori alle corrispondenti Q_{eq} della tabella 11.1 (tranne che per la condotta $A-A'$, dove si ha una portata maggiore solo di 0,1 l/s), la verifica risulta certamente soddisfatta.

Si effettua ora la verifica per le terziarie che erogano una portata antincendio di 5 l/s, nel caso che questa portata venga addotta all'estremità. Avendo le terziarie che fanno tale servizio una lunghezza massima di 300 m e assegnando a esse un diametro D_i = 105,8 mm, con la suddetta portata si ha una perdita di carico di 1,23 m, inferiore rispetto a quella di 2–3 m ipotizzata nel fissare le quote piezometriche all'estremità delle secondarie, per cui anche questa verifica risulta soddisfatta.

11.10.2 Progetto delle reti ramificate con alimentazione dalle due estremità

Queste reti sono quelle dotate di serbatoio di estremità, per cui risultano alimentate da un lato dal serbatoio e dall'altro dalla torre piezometrica o, se questa non c'è, direttamente dall'adduttrice.

In questo caso, affinché il servizio possa essere assicurato con carichi e portate soddisfacenti anche in caso di interruzione di un tronco della condotta principale che collega la torre al serbatoio, è necessario che questa abbia un diametro costante.

Non essendo invece, per ipotesi, collegate fra loro alle estremità o in punti intermedi le condotte secondarie (che possono essere delle condotte solo alimentatrici o anche distributrici), un'interruzione di una secondaria in un tratto dà luogo alla sospensione del servizio solo a valle di tale tratto.

11.10.3 Dimensionamento di massima delle reti alimentate dalle due estremità

Per chiarire il funzionamento delle reti descritte, se ne effettua una prima trattazione nell'ipotesi che le condotte secondarie che si diramano dall'arteria principale $A-B$ siano abbastanza ravvicinate, così da poter ritenere che tale arteria faccia servizio uniforme lungo il percorso (figura 11.15).

Dette L_t e L_s le lunghezze dei tratti $A - C$ e $B - D$ di avvicinamento dell'arteria principale al centro servito, rispettivamente dal lato della torre e da quello del serbatoio, il tratto $C - D$ che fa servizio è lungo L.

Sia $Q_h = \alpha_h \bar{Q}$ la portata richiesta nell'ora di punta e $\varphi \bar{Q}$ la portata proveniente dalla condotta adduttrice; l'arteria risulta quindi alimentata dalla torre piezometrica con la portata $\varphi \bar{Q}$ e dal serbatoio con la portata $Q_s = Q_h - \varphi \bar{Q}$.

È semplice determinare le lunghezze L_1 e L_2 dei due tratti di arteria serviti rispettivamente dalla torre piezometrica e dal serbatoio e quindi la posizione del punto E di inversione del moto. Infatti, la portata q distribuita dall'arteria per unità di percorso risulta:

$$q = \frac{Q_h}{L} \tag{11.26}$$

per cui si ha:

$$L_1 = \frac{\varphi \bar{Q}}{q}; \qquad L_2 = \frac{Q_s}{q} = L - L_1 \tag{11.27}$$

In fase di progettazione, stabilita la quota piezometrica minima z_{min} nel nodo di inversione E, in grado di assicurare la regolarità del servizio nei punti più lontani

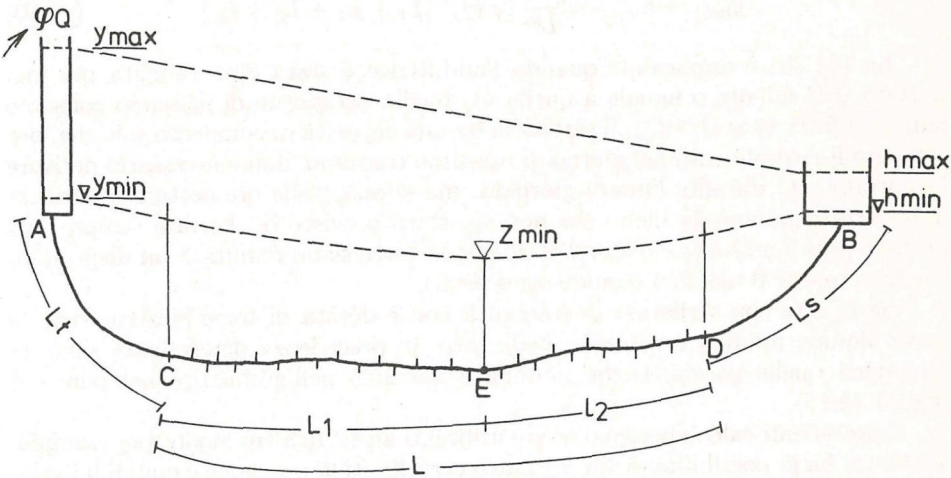


Fig. 11.15 Schema di rete ad arteria principale alimentata da entrambe le estremità e dotata di diramazioni molto ravvicinate.

della rete,[2] restano incogniti il diametro D dell'arteria e le quote minime h_{min} nel serbatoio e y_{min} nella torre piezometrica; queste tre incognite sono fra loro

(2) Per centri con altimetria variabile o con edifici di altezza molto diversa, occorre assicurarsi che la linea piezometrica nell'ora di massimo consumo sia ovunque idonea a garantire il servizio, potendo esserci dei punti più critici del nodo di inversione.

legate da due relazioni, ed è quindi sufficiente fissare un valore per una di esse per ricavare i valori delle altre due. In genere, vincoli altimetrici portano a stabilire la quota minima h_{min} nel serbatoio, per cui si procede come segue.

La perdita di carico globale da B ad E è pari alla somma di quelle che si hanno nel tratto L_s con portata Q_s costante e nel tratto L_2 avente una portata equivalente $Q_{eqs} = Q_s/\sqrt{3}$, per cui risulta:

$$h_{min} - z_{min} = \frac{b}{D^\mu}\left(Q_s^2\, L_s + \frac{1}{3}\, Q_s^2\, L_2\right) \tag{11.28}$$

dalla quale si determina il valore del diametro D dell'arteria. Si può quindi calcolare la quota di minimo livello nella torre piezometrica mediante l'equazione:

$$y_{min} - z_{min} = \frac{b}{D^\mu}\left[(\varphi\,\bar{Q})^2\, L_t + \frac{1}{3}\,(\varphi\,\bar{Q})^2\, L_1\right] \tag{11.29}$$

Stabilita poi la massima escursione di livello nel serbatoio e quindi h_{max} in base ai criteri che saranno illustrati in seguito, si può determinare anche il massimo livello y_{max} nella torre, nell'ipotesi cautelativa che la richiesta idrica nella rete si annulli completamente nelle ore notturne:

$$y_{max} - h_{max} = \frac{b}{D^\mu}\,(\varphi\,\bar{Q})^2\,(L_t + L_1 + L_2 + L_s) \tag{11.30}$$

La (11.30) è applicabile quando l'adduttrice è stata dimensionata per una portata $\varphi\,\bar{Q}$ minore o uguale a quella Q_g media del giorno di massimo consumo annuo; infatti, se $\varphi\,\bar{Q} > Q_g$, il serbatoio ha una capacità di compenso tale che, per ottenere il riempimento nel giorno di massimo consumo, non è necessario derivare la portata $\varphi\,\bar{Q}$ durante l'intera giornata, ma si può, nelle ore notturne, derivare una portata minore (a meno che non sia stato previsto di derivare sempre una portata pari a $\varphi\,\bar{Q}$ e tanto il serbatoio che la torre siano muniti di un dispositivo che interrompe il deflusso quando sono pieni).

Se la rete con serbatoio di estremità non è dotata di torre piezometrica, le quote liquide minima e massima nella torre in precedenza determinate sono da intendersi quelle piezometriche minima e massima nell'adduttrice nel punto A (figura 11.15).

I precedenti calcoli possono essere utilizzati anche in altro modo: per esempio, quando si ha la possibilità di variare entro certi limiti la posizione e quindi il livello minimo nel serbatoio, si possono fissare alcuni valori del diametro D dell'arteria principale, determinando con le (11.28) e (11.29) il valore di h_{min} e di y_{min}; stabilita l'escursione di livello nel serbatoio, si ricavano i corrispondenti valori di h_{max} e, con la (11.30), si deducono i valori di y_{max}. Si può quindi scegliere la soluzione che appare più conveniente sotto gli aspetti tecnico ed economico.

Dal punto di vista economico, al diminuire del diametro D dell'arteria aumentano, a parità di z_{min}, le quote liquide nel serbatoio e nella torre e perciò diminuisce il carico motore disponibile per la condotta adduttrice, il cui diametro perciò aumenta; inoltre, risultando più elevata la linea piezometrica lungo tutta l'arteria AB nell'ora di massimo consumo, aumentano i carichi disponibili tra i punti iniziali e le estremità delle condotte secondarie alimentate dall'arteria e

quindi diminuiscono i diametri di tali condotte. Nel complesso perciò, a parità di z_{min}, diminuisce, al diminuire del diametro D dell'arteria, il costo dell'intera rete di distribuzione, mentre aumenta il costo della condotta adduttrice, per cui ci sarà in genere un diametro dell'arteria stessa che minimizza il costo dell'intero sistema.

Per quanto rigurda il funzionamento della rete, il rialzamento della linea piezometrica che si ha al diminuire del diametro D dell'arteria comporta maggiori pressioni in tutta la rete (sempre a parità di z_{min}).

11.10.4 Progetto delle reti ad arteria alimentate dalle due estremità, considerando anche le condotte secondarie

Il problema di progetto delle reti ramificate alimentate dalle due estremità può essere risolto anche quando si considerano, oltre all'arteria principale, anche le condotte secondarie e quelle terziarie (condotte distributrici); le secondarie possono essere delle semplici alimentatrici o effettuare anch'esse la distribuzione alle utenze (figura 11.16).

L'arteria principale, che fa servizio solo ai nodi, abbia, per ipotesi, un diametro D costante, al fine di assicurare un soddisfacente servizio anche in caso di interruzione di un tratto.

Note la portata $\varphi\bar{Q}$ proveniente dalla torre piezometrica e quella $Q_s = Q_h - \varphi\bar{Q}$ proveniente dal serbatoio nell'ora di massimo consumo e determinate, con le stesse modalità viste nel paragrafo 11.10, tutte le portate che escono dai nodi dell'arteria principale per alimentare le secondarie in base alle aree di competenza e agli abitanti serviti dalle secondarie stesse, si possono ricavare le portate nei vari tratti dell'arteria mediante le equazioni di continuità ai nodi *A-B-C-D-E-F* (figura 11.16). Si supponga poi che sia nota la quota del minimo livello del serbatoio, che viene indicata con H_s; fissate, inoltre, le quote piezometriche H_i alle estremità delle condotte secondarie in modo da assicurare un regolare servizio, risultano incogniti il diametro D dell'arteria principale, i diametri d_i delle secondarie, le quote piezometriche Y_i dei nodi dell'arteria nei quali vengono alimentate le secondarie e la quota Y_T del minimo livello nella torre.

Perciò, se le secondarie sono s e i nodi dell'arteria n, il numero delle incognite risulta $s + n + 2$;[3] le equazioni idrauliche del moto sono pari alla somma del numero n delle secondarie e del numero t dei tratti dell'arteria (che, come è facile riscontrare, è uguale a $n + 1$), e risultano perciò complessivamente $s + n + 1$, per cui non sono sufficienti a rendere determinato il problema, che presenta un grado di libertà.

È quindi possibile scegliere, fra le varie soluzioni, quella di massima economia, che minimizza il costo totale della rete, sempre col rispetto delle condizioni idrauliche; per trovare questa soluzione si può procedere nel modo seguente.

È innanzi tutto opportuno scrivere le equazioni del moto relative agli interi percorsi che vanno dal serbatoio fino all'estremità delle condotte secondarie: per il generico di tali percorsi, la differenza delle quote piezometriche alle due estremità (che è nota), risulta pari alla somma delle perdite di carico che si hanno lungo i tratti dell'arteria che vanno dal serbatoio fino al nodo da cui ha origine la secondaria e delle perdite di carico nella secondaria stessa.

---

(3) Nel caso che ciascun nodo dell'arteria alimenti una sola secondaria risulta, inoltre, $s = n$.

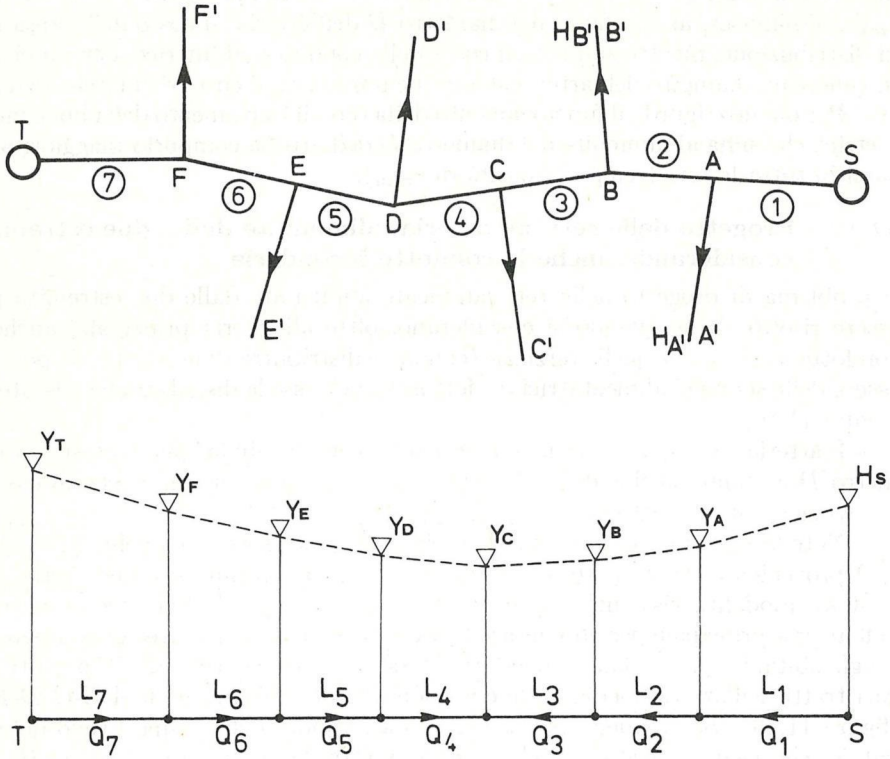


Fig. 11.16 Pianta e profilo longitudinale di una rete ad arteria principale alimentata da entrambe le estremità con condotte secondarie di lunghezza non trascurabile.

Per quanto riguarda l'arteria, ricavate le portate nei vari tratti, risulta nota la posizione del nodo C di inversione (figura 11.16), che separa i tratti alimentati dal serbatoio da quelli alimentati dalla torre;[4] l'andamento della linea piezometrica lungo l'arteria risulta quello rappresentato nel profilo longitudinale della figura 11.16.

Partendo dal serbatoio, la piezometrica si abbassa fino al nodo C di inversione, per poi risalire; se si assume positivo il verso dal serbatoio verso la torre e si assumono quindi positive le portate Q_i nei vari tratti dell'arteria che hanno tale verso e negative quelle dirette in senso opposto, si può scrivere la seguente equazione relativa al percorso che va dal serbatoio al nodo da cui si diparte la secondaria i-esima, nodo nel quale la quota piezometrica è Y_i:

---

(4) Come caso del tutto particolare si potrebbe avere un tratto di arteria con portata nulla (e linea piezometrica orizzontale), che separa i tratti adiacenti, alimentati l'uno dal serbatoio e l'altro dalla torre, ma ciò non modifica nulla nei calcoli.

della tubazione con un'altra di maggior diametro o il raddoppio parziale o completo del tratto stesso.

Si può poi passare a eventuali verifiche delle condotte terziarie; nota la portata distribuita dalla terziaria generica, si calcola la corrispondente portata equivalente Q_{eq} e quindi la perdita di carico nella terziaria stessa e la quota piezometrica alla sua estremità, che non deve risultare inferiore a quella necessaria a permettere il servizio nell'ora di massimo consumo.

Con lo stesso procedimento si conducono le verifiche relative a particolari condizioni di servizio.

La verifica delle reti può essere anche effettuata fissando le quote piezometriche alle estremità delle condotte secondarie necessarie per garantire il servizio e lasciando incognite le portate nei vari tronchi della rete e le quote piezometriche ai nodi; le equazioni di moto nei diversi tratti e quelle di continuità ai nodi, che sono in numero uguale alle incognite, permettono di risolvere il problema con il procedimento a tentativi illustrato nel paragrafo 5.5 per le reti ramificate di adduzione. Nel caso in esame, però, nelle equazioni di moto occorre introdurre le portate equivalenti Q_{eq} dipendenti dal tipo di servizio effettuato dal generico tratto, mentre nelle equazioni di continuità ai nodi le portate sono ovviamente sempre quelle entranti o uscenti dai nodi stessi.

I tronchi di tubazione per i quali le portate equivalenti così determinate risultano minori di quelle richieste nell'ora di punta sono insufficienti ad assicurare un soddisfacente servizio.

Si può anche in questo caso passare poi a un'eventuale verifica delle condotte terziarie: nota dalle verifiche delle secondarie la quota piezometrica al nodo da cui si diparte la generica terziaria e fissata all'estremità di questa la quota piezometrica richiesta, con l'equazione di moto si può ricavare la portata equivalente e quindi la portata distribuita dalla terziaria, che non deve risultare inferiore a quella richiesta. Con lo stesso procedimento si conducono le verifiche relative a particolari erogazioni.

Con questo secondo metodo di verifica può accadere che per qualche tratto con estremità libera venga determinata una portata equivalente maggiore di quella necessaria a soddisfare la richiesta idrica; quando ciò accade, bisogna ritenere che nel tratto in esame si abbia tale ultima portata, con la quale si avrà all'estremo libero una quota piezometrica superiore a quella minima necessaria. Inoltre, se qualche tronco della rete risulta insufficiente a far defluire la portata oraria di punta, anche la portata uscente dal serbatoio sarà inferiore a quella globale richiesta dalle utenze.

Il primo dei due metodi di verifica esposti è più semplice, permettendo di pervenire per via diretta alla soluzione, mentre col secondo metodo, come si è visto nel paragrafo 5.5, occorre procedere per successive iterazioni di calcolo.

Un'esemplificazione numerica risulta molto utile per chiarire i due metodi di verifica esposti.

Esemplificazione numerica

Si voglia verificare la rete in ghisa sferoidale rappresentata nella figura 11.17, le cui caratteristiche sono le stesse della rete della figura 11.14, per la quale è riportato, al termine del paragrafo 11.10.1 un esempio di progetto.

$$H_s - Y_i = \sum_i \frac{b\,Q_i}{D^\mu}\,|Q_i|\,L_i \tag{11.31}$$

avendo indicato con L_i la lunghezza del generico tratto di arteria.

Per la secondaria i-esima, di diametro d_i, portata equivalente $q_{i\,eq}$ e lunghezza l_i, si ha analogamente:

$$Y_i - H_i = \frac{b\,l_i}{d_i^\mu}\,q_{i\,eq}^2 \tag{11.32}$$

Sommando le (11.31) e (11.32), ponendo $h_i = H_s - H_i$ e indicando con:

$$A_i = b\sum_i Q_i\,|Q_i|\,L_i \quad e \quad B_i = b\,l_i\,q_{i\,eq}^2$$

si ottiene:

$$h_i = \frac{A_i}{D^\mu} + \frac{B_i}{d_i^\mu} \tag{11.33}$$

Le (11.33) sono in numero di s e rappresentano le condizioni idrauliche da rispettare.

Perciò, avendo presente la (5.42), che fornisce il costo di un tronco di tubazione di lunghezza unitaria, seguendo il procedimento di ricerca dei minimi condizionati, la funzione da rendere minima è la seguente:

$$a\,L\,D^\nu + \sum_{i=1}^{s} a\,l_i\,d_i^\nu + \sum_{i=1}^{s} \lambda_i \left[\left(\frac{A_i}{D^\mu} + \frac{B_i}{d_i^\mu}\right) - h_i\right] \tag{11.34}$$

avendo indicato con $L = \sum_i L_i$ la lunghezza complessiva dell'arteria.

Uguagliando a zero le derivate della (11.34) rispetto agli s diametri d_1, d_2,...d_s delle secondarie, si ricavano i valori delle costanti di condizione λ_i (moltiplicatori di Lagrange):

$$\lambda_i = \frac{\nu\,a\,l_i}{B_i\,\mu}\,d_i^{(\nu+\mu)} \tag{11.35}$$

Annullando la derivata della (11.34) rispetto a D si ottiene:

$$a\,\nu\,L\,D^{(\nu-1)} - \mu\sum_{i=1}^{s} \lambda_i\,\frac{A_i}{D^{(\mu+1)}} = 0 \tag{11.36}$$

Sostituendo nella (11.36) le espressioni (11.35) dei λ_i si ha:

$$a\,\nu\,L\,D^{(\nu-1)} - \frac{\mu}{D^{(\mu+1)}}\sum_{i=1}^{s} \frac{\nu\,a\,l_i}{B_i\,\mu}\,A_i\,d_i^{(\nu+\mu)} = 0 \tag{11.37}$$

da cui:

$$D^{(\nu+\mu)} = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^{s} \frac{A_i\, l_i}{B_i}\, d_i^{(\nu+\mu)} \tag{11.38}$$

La (11.38) è l'equazione di economia che, in aggiunta alle s equazioni del tipo:

$$d_i = \left(\frac{B_i}{h_i - \frac{A_i}{D^\mu}} \right)^{\frac{1}{\mu}} \tag{11.39}$$

ricavabili dalle (11.33), permette di risolvere il problema.

Per la risoluzione si procede mediante successive iterazioni di calcolo: fissato un diametro D di tentativo per l'arteria (il cui valore deve essere ovviamente tale che il denominatore della (11.39), che rappresenta la differenza di carico disponibile tra le estremità della secondaria i-esima, risulti positivo per tutte le s condotte secondarie), mediante le (11.39) si determinano i diametri d_i delle secondarie che, sostituiti nella (11.38), permettono di ricavare un valore di D, il quale in genere risulta diverso da quello di tentativo. Si procede perciò a una seconda iterazione, partendo da un diametro dell'arteria compreso tra quello di primo tentativo e quello determinato con la (11.38); le iterazioni proseguono finché non sitrovano due successivi valori di D poco discosti fra loro. Il numero delle iterazioni necessario risulta in genere molto piccolo (in genere ne sono sufficienti una o due), dato che la scelta è limitata ai diametri commerciali.

Si passa successivamente alle verifiche relative a situazioni di funzionamento particolare della rete, fra le quali in questo caso va considerata anche quella che si ha in caso di interruzione di un qualsiasi tratto dell'arteria. Questo procedimento è sostanzialmente identico a quello relativo alle reti munite di una sola maglia chiusa (anello), relativamente alle quali verrà riportata un'esemplificazione numerica.

Il procedimento di soluzione esposto è immediatamente estendibile al caso in cui la rete di distribuzione sia costituita da tratti di materiale diverso. In questo caso si indichino con b e μ i coefficienti della formula di moto relativi al materiale dell'anello e con b_i e μ_i i coefficienti relativi al materiale della generica condotta secondaria; analogamente si indichino con a e ν i coefficienti della formula del costo relativi al materiale dell'anello e con a_i e ν_i i coefficienti della formula del costo relativi al materiale della secondaria i-esima.

Il generico coefficiente A_i conserva allora l'espressione in precedenza fornita, mentre nell'espressione del coefficiente B_i relativo alla secondaria i-esima comparirà il coefficiente b_i della secondaria stessa al posto b; analogamente, nella (11.32) l'esponente del diametro d_i sarà μ_i anziché μ, per cui il secondo membro della (11.39) risulta elevato a $\frac{1}{\mu_i}$ invece che a $\frac{1}{\mu}$.

L'espressione (11.34) del costo condizionato da rendere minimo diviene:

$$a\, L\, D^\nu + \sum_{i=1}^{s} a_i\, l_i\, d_i^\nu + \sum_{i=1}^{n} \lambda_i \left[\left(\frac{A_i}{D^\mu} + \frac{B_i}{d_i^{\mu_i}} \right) - h_i \right] \tag{11.34'}$$

La (11.35) si trasforma perciò nella:

$$\lambda_i = \frac{\nu_i\, a_i\, l_i}{B_i\, \mu_i}\, d_i^{(\nu_i+\mu_i)} \tag{11.35'}$$

La (11.36) resta invece invariata, mentre le (11.37) e (11.38) si trasformano rispettivamente nelle:

$$a\,\nu\,L\,D^{(\nu-1)} - \frac{\mu}{D^{(\mu+1)}} \sum_{i=1}^{s} \frac{\nu_i\, a_i\, l_i}{B_i\, \mu_i}\, A_i\, d_i^{(\nu_i+\mu_i)} = 0 \tag{11.37'}$$

$$D^{(\nu+\mu)} = \frac{\mu}{a\,\nu\,L} \sum_{i=1}^{s} \frac{a_i \nu_i\, l_i}{B_i\, \mu_i}\, A_i\, d_i^{(\nu_i+\mu_i)} \tag{11.38'}$$

Il procedimento iterativo di risoluzione resta ovviamente lo stesso di quello esposto in precedenza.

11.11 Problemi di verifica delle reti ramificate

Nei problemi di verifica delle reti esistenti è opportuno distinguere le due seguenti situazioni:
1) risulta possibile alimentare la rete con una portata pari a quella Q_h che viene richiesta nell'ora di punta;
2) non è possibile immettere in rete la portata Q_h.

La seconda situazione si può verificare per i seguenti motivi:
a) insufficienza della fonte di approvvigionamento del centro abitato, che non è in grado di fornire una portata pari, come minimo, a quella media annua $\bar{Q}$ richiesta;
b) insufficienza della condotta adduttrice che non riesce ad addurre una portata uguale, come minimo, a $\bar{Q}$, pur potendo la risorsa idrica fornire una $Q > \bar{Q}$;
c) insufficienza della capacità di compenso del serbatoio, nel senso che, pur giungendo in esso una portata $\varphi\bar{Q}$ (con $\varphi > 1$), il volume di compenso del serbatoio è inferiore a quello necessario per alimentare la rete con la portata Q_h.

Gli interventi che consentono di immettere in rete Q_h sono diversi, a seconda dei motivi per cui si manifesta la situazione del punto 2.

Nel caso *a* di insufficienza della fonte di approvigionamento occorrerà di certo potenziare tale fonte o reperire nuove risorse idriche; si renderanno inoltre necessari potenziamenti anche della condotta adduttrice e del serbatoio, se tali opere non sono sufficienti a utilizzare la maggiore quantità d'acqua reperita.

Nel caso *b* andrà innanzi tutto potenziata la condotta adduttrice; se si vuole evitare un ampliamento del serbatoio esistente, l'adduttrice dovrà ovviamente essere messa in condizioni di poter convogliare la portata $\varphi\bar{Q}$, con φ pari al valore che corrisponde al valore di ψ relativo alla capacità di compenso che ha il serbatoio ($V = \psi(\varphi) \cdot 86\,400\,\bar{Q}$).

L'adeguamento del sistema potrà ovviamente essere ottenuto anche con un potenziamento dell'adduttrice inferiore a quello suddetto, purché si aumenti anche la capacità di compenso del serbatoio.

Nel caso *c* si potrà intervenire in più modi, a seconda che l'adduttrice sia o non sia in grado di convogliare la portata massima che l'opera di presa può fornire.

Nella prima ipotesi, unica soluzione è quella di aumentare la capacità di compenso del serbatoio fino al valore corrispondente alla portata $\varphi \bar{Q}$ dell'adduttrice; nella seconda si potrà invece potenziare l'intero sistema adduttrice-serbatoio, in modo che nell'ora di punta si possa immettere nella rete la portata Q_h.

Si passa ora alla trattazione dei problemi di verifica delle reti di distribuzione di tipo aperto per le due situazioni in precedenza citate, distinguendo le reti alimentate da una sola estremità da quelle alimentate da entrambe le estremità.

11.12 Problemi di verifica delle reti ramificate alimentate da un solo estremo (reti con serbatoio di testata)

Come si è detto in precedenza, occorre distinguere il caso in cui si può immettere nella rete la portata massima richiesta Q_h da quello in cui ciò non è possibile.

11.12.1 Verifica nel caso in cui si può alimentare la rete con la portata massima richiesta

La verifica può essere effettuata in più modi, il più semplice dei quali, tralasciando le condotte distributrici che possono essere verificate successivamente, viene di seguito descritto. Oltre ai diametri dei vari tratti, è nota la quota del minimo livello nel serbatoio; si possono inoltre determinare, in base agli abitanti serviti, le portate nell'ora di massimo consumo annuo nei tratti che hanno la seconda estremità libera (cioè, con riferimento alla figura 11.14, le portate che escono dai nodi *A-B-C-D* per alimentare i tratti $A - A'$, $B - B'$, $C - C'$, $D - D'$, $D - D''$).

Partendo dai tratti estremi dell'intera rete (tratti $D - D'$ e $D - D''$) e applicando le equazioni di continuità ai nodi, è possibile determinare le portate in tutti gli altri tratti (anche nel caso in cui qualcuno di essi faccia servizio lungo il percorso oltre che ai nodi) e quindi la portata Q_h uscente dal serbatoio, che risulta ovviamente uguale a quella richiesta dalle utenze nell'ora di punta.

Risultano allora incognite le quote piezometriche ai nodi e in tutte le estremità libere (tranne quella nell'estremo di partenza, che, come si è detto, è pari alla quota del minimo livello del serbatoio). Osservando la figura 11.14 è facile dedurre che il numero di tali incognite è uguale al numero dei tratti e quindi al numero delle equazioni di moto disponibili, per cui il problema risulta determinato e la soluzione può essere trovata senza che sia necessario procedere per successive iterazioni di calcolo. Infatti, le equazioni di moto applicate ai successivi tratti, partendo dal serbatoio, permettono di ricavare in successione le quote piezometriche nei nodi e in tutte le estremità libere; in tali equazioni vanno introdotte le portate equivalenti Q_{eq}, che assumono le espressioni indicate nel paragrafo 11.8, a seconda del tipo di servizio effettuato dalle tubazioni.

Per la generica condotta secondaria la verifica risulta soddisfatta se si perviene a una quota piezometrica alla sua estremità uguale o maggiore a quella necessaria ad assicurare il servizio; se la verifica non risulta soddisfatta per una o più secondarie, occorrerà potenziare la rete. In genere, se la verifica non è soddisfatta per molte secondarie, è opportuno potenziare i tratti della condotta principale, oltre, eventualmente, a qualcuna o a tutte le secondarie insufficienti, mentre se la verifica non è soddisfatta solo per poche secondarie, basta in genere il potenziamento di queste. Il potenziamento di un tratto può essere eseguito mediante la sostituzione

L'arteria S-A-B-C-D fa servizio solo ai nodi, alimentando 5 condotte secondarie, che a loro volta alimentano le condotte distributrici (terziarie) e in alcuni tratti servono anche direttamente le utenze.

Nella tabella 11.2 sono riportate le lunghezze L e i diametri dei vari tratti, gli abitanti serviti, le portate distribuite Q_d e quelle equivalenti delle condotte secondarie e infine le quote piezometriche Y richieste alle estremità delle secondarie stesse, oltre alla quota del minimo livello nel serbatoio. Tutti questi dati sono gli stessi di quelli già riportati nella tabella 11.1 e relativi

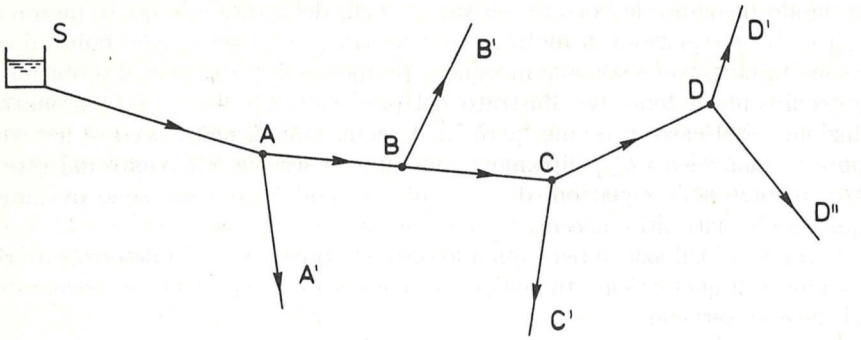


Fig. 11.17 Rete dell'esemplificazione numerica.

Tab. 11.2 Verifica della rete rappresentata nella figura 11.17

								1° metodo		2° metodo					
										1° tentativo		2° tentativo		3° tentativo	
Tratto	L (m)	Abit. serv.	Qd (l/s)	Qeq (l/s)	Nodo	Y (m)	D (mm)	Qeq (l/s)	Y (m)	Q (l/s)	Y (m)	Q (l/s)	Y (m)	Q (l/s)	Y (m)
					S	100					100		100		100
S-A	550						311,6	122,3		122,3		108		113	
					A				95,75		95,75		96,68		96,37
A-B	300						311,6	106		106		917		967	
					B				94,00		94,00		95,37		94,92
B-C	350						260,4	75		84,3		67,8		73,5	
					C				91,35		90,65		93,20		92,38
C-D	320						20,92	42,4		51,7		35,2		40,9	
					D				88,86		86,95		91,48		90,06
A-A'	600	2000	16,3	9,4			131,6	9,4		9,4		9,4		9,4	
					A'	92			93,03		93,03		93,96		93,65
B-B'	750	3800	31	17,9			131,6	17,9		12,5		13,8		13,4	
					B'	88			81,68		88,00		88,00		88,00
C-C'	550	4000	32,6	18,8			157,4	18,8		18,8		18,8		18,8	
					C'	85			87,51		86,81		89,36		88,54
D-D'	700	2700	22	12,7			131,6	12,7		7,4		12,7		11,9	
					D'	85			83,07		85,00		85,69		85,00
D-D"	600	2500	20,4	11,8			131,6	11,8		5,5		11,8		11,5	
					D"	86			84,57		86,00		87,19		86,00

all'esempio di progetto; i diametri dei tratti $S - A$, $B - B'$ sono però diversi da quelli trovati nella soluzione di progetto con i diametri commerciali.

1° metodo di verifica

Mediante le equazioni di continuità ai nodi, partendo dal nodo D e risalendo verso monte, si ricavano le portate nei tratti della condotta principale. Applicando l'equazione di moto $(5.21'')$ iniziando dal tronco $S - A$, si determinano le perdite di carico nei vari tratti e quindi le quote piezometriche dei nodi dell'arteria e delle estremità delle secondarie, i cui valori sono riportati nella tabella 11.2.

Si osserva che alle estremità B', D' e D'' si perviene con quote inferiori a quelle necessarie per assicurare il servizio; per ovviare a ciò si possono potenziare o le suddette secondarie o alcuni tratti della condotta principale.

2° metodo di verifica

In questo caso si ritengono note le quote di estremità delle secondarie e si determinano, per successive iterazioni, le portate nei vari tratti. Come 1° tentativo si è partiti da una portata nel tratto $S - A$ pari a 0,1223 m^3/s, che è quella che si avrebbe se la rete fosse in grado di soddisfare interamente la risorsa idrica.

Con questa portata si perviene al nodo A con una quota piezometrica $Y_A = 95{,}75$ m. La quota $Y_{A'} = 92{,}00$ m, fissata per l'estremità della secondaria $A - A'$, consentirebbe in tale condotta il deflusso di una portata equivalente maggiore di quella richiesta dalle utenze che è $Q_{eq} = 9{,}4$ l/s; nella secondaria $A - A'$ defluisce perciò la portata $Q_{eq} = 9{,}4$ l/s, con la quale si giunge all'estremità A' con una quota piezometrica $Y_{A'} = 93{,}03$ l/s, un po' maggiore di quella richiesta.

L'equazione di continuità al nodo A consente di trovare per il tratto $A - B$ la portata $Q_{A-B} = 0{,}106$ m^3/s e l'equazione di moto applicata a tale tratto fornisce la quota piezometrica del nodo B. Con l'equazione di moto si determina allora la portata equivalente nella secondaria $B - B'$, che risulta di 12,5 l/s, cui corrisponde una portata distribuita $Q_d = \sqrt{3} \cdot 12,5 = 21,65$ l/s, inferiore di quella richiesta dalle utenze che è di 31 l/s.

Proseguendo con il procedimento esposto sono state successivamente ricavate la portata nel tratto $B - C$ e la quota piezometrica in C, constatando quindi che la secondaria $C - C'$ consente il deflusso della portata equivalente richiesta con una quota piezometrica di estremità superiore a quella fissata. Sono state poi ricavate la portata del tratto $C - D$, la quota piezometrica di D e le portate equivalenti nelle secondarie $D - D'$ e $D - D''$, che risultano pari rispettivamente a 7,4 e a 5,5 l/s, perciò inferiori a quelle richieste. A queste portate equivalenti corrispondono portate uscenti dal nodo D pari a 12,8 e a 9,5 l/s, mentre a tale nodo giunge dal tratto $C - D$ una portata di 51,7 l/s, quindi maggiore di 29,4 l/s rispetto a quella complessiva in uscita, per cui il nodo non risulta bilanciato; ciò significa che si è partiti da una portata troppo elevata nel tratto $S - A$.

Si è perciò effettuato un 2° tentativo, partendo da una portata nel tratto $S - A$ di 108 l/s, pari all'incirca a quella di 1° tentativo diminuita di 29,4/2 l/s. Procedendo come descritto in precedenza, si è pervenuti a portate distribuite dalle secondarie $D - D'$ e $D - D''$ di 12,7 e di 11,8 l/s e quindi a una portata in uscita dal nodo D pari a $\sqrt{3}\,(12,7 + 11,8) = 42,4$ l/s, mentre la portata in arrivo è di 32,5 l/s.

Il 3° tentativo è perciò stato fatto partendo da una portata nel tratto $S - A$ di 113 l/s, un po' maggiore di quella del precedente tentativo. In questo caso alle portate equivalenti delle secondarie $D - D'$ e $D - D''$ corrisponde una portata in uscita dal nodo D di 40,6 l/s, che

differisce da quella in arrivo di soli 0,3 l/s, per cui non è necessario procedere a ulteriori iterazioni di calcolo.

Nella tabella 11.2 sono riportati tutti i dati relativi ai tre tentativi effettuati. Si osserva che le condotte secondarie che convogliano portate inferiori a quelle richieste sono la $B - B'$, $D - D'$ e $D - D''$, però solo per la $B - B'$ la deficenza è abbastanza forte.

Si fa presente che il secondo metodo di verifica fornisce, rispetto al primo, indicazioni più chiare sull'entità delle insufficienze delle varie tubazioni, tuttavia non può essere direttamente utilizzato per individuare i potenziamenti necessari della rete, nel senso che non si può intervenire esclusivamente sui tronchi insufficienti; infatti il potenziamento di tali tronchi comporta il deflusso di maggiori portate, sia in essi che nei tronchi a monte, nei quali si hanno quindi perdite di carico più elevate.

Nell'esempio considerato, il potenziamento delle secondarie $B - B'$, $D - D'$ e $D - D''$ dà luogo a maggiori portate in tutti i tratti della condotta principale; per il pieno soddisfacimento della richiesta idrica, tali portate divengono esattamente uguali proprio a quelle assunte alla base del primo metodo di verifica. Perciò, eseguiti i potenziamenti della rete, occorre una successiva verifica per accertarsi che le nuove portate e le quote alle estremità delle secondarie siano uguali a quelle richieste.

11.12.2 Verifica nel caso in cui non si può alimentare la rete con la portata Q_h

Sono stati in precedenza descritti gli interventi necessari per avere la possibilità di derivare dal serbatoio la portata Q_h nell'ora di massimo consumo; si tratta ora di verificare il comportamento della rete quando tali interventi non sono stati ancora effettuati.

Se la portata che nell'ora di punta può essere immessa nella rete è $Q < Q_h$, possono verificarsi più situazioni, a seconda che la rete sia o non sia in grado di distribuire alle utenze, con le pressioni richieste, una portata maggiore di Q.

Si fa innanzi tutto presente che la portata Q che è possibile immettere nella rete nell'ora di massimo consumo annuo è certamente maggiore di quella $\varphi \bar{Q}$ in arrivo dall'adduttrice, grazie all'utilizzazione del volume di compenso del serbatoio. Però, se la rete è idonea a distribuire una portata $Q_1 > Q$, accade che la capacità di compenso del serbatoio viene completamente sfruttata prima che la richiesta delle utenze inizi a diminuire, con il risultato che, se il serbatoio è dotato di un volume di riserva, questo viene intaccato parzialmente o totalmente e ciò è da evitare; se invece il serbatoio non ha volume di riserva, una volta che è stata utilizzata tutta la capacità di compenso può essere immessa nella rete di distribuzione solo la portata $\varphi \bar{Q}$ proveniente dall'adduttrice.

Perciò, se si vuole utilizzare razionalmente la capacità di compenso del serbatoio, occorre azionare un organo di regolazione della portata, inserito nella condotta in uscita dal serbatoio stesso, in modo che non possa essere mai derivata una portata che dia luogo al completo vuotamento del serbatoio prima che si raggiunga la richiesta idrica di punta. Tale operazione risulta necesaria anche per evitare che il totale vuotamento del serbatoio possa dar luogo a ingresso d'aria nella condotta di derivazione.

Una volta che la portata massima derivata è stata ridotta fino al valore detto in precedenza, la verifica permette di stabilire come tale portata si distribuisce nella rete, al fine di individuare i tratti con le maggiori carenze.

Nel caso in cui invece la rete non è in grado di distribuire la portata che in essa è possibile immettere, il problema di verifica risulta identico a quello trattato nel paragrafo 11.12.1 e può essere risolto con gli stessi due procedimenti illustrati.

Prima di effettuare la verifica della rete non si sa però se questa sia in grado o meno di distribuire la portata massima che è possibile derivare dal serbatoio, per cui occorre procedere col seguente procedimento di successive iterazioni. Si assumono alle estremità libere della rete le quote piezometriche richieste per il servizio e un livello nel serbatoio pari a quello minimo; le incognite risultano perciò le portate nei vari tratti e le quote piezometriche ai nodi, per cui le equazioni di moto nei tratti stessi e quelle di continuità ai nodi permettono di risolvere il problema nel modo esposto nel precedente paragrafo, mediante successive iterazioni, partendo da una portata uscente dal serbatoio di primo tentativo pari a quella che è possibile derivare, il cui valore si ricava in base alla portata $\varphi \bar{Q}$ in arrivo dall'adduttrice e al volume di compenso del serbatoio stesso.

Applicando l'equazione di moto ai successivi tratti della rete (tranne quelli che si trovano a valle dell'ultimo nodo) e l'equazione di continuità ai vari nodi (tranne l'ultimo), si determinano le portate nei tratti stessi e le quote piezometriche dei nodi; a questo punto si ricavano, con le equazioni di moto, le portate nei tratti in partenza dall'ultimo nodo.[5] Si confronta allora la portata in arrivo a tale nodo con la somma delle portate in uscita; se è maggiore la prima significa che la rete non è in grado di distribuire tutta la portata in essa immessa, per cui occorrerà effettuare una successiva iterazione partendo da una portata in uscita dal serbatoio inferiore a quella di primo tentativo. Le iterazioni proseguono fino a quando la rete non risulta bilanciata (il procedimento è quindi lo stesso di quello descritto nel paragrafo 11.12.1).

In questo caso è chiaro che, oltre agli interventi necessari per aumentare fino al valore Q_h la portata che è possibile derivare dal serbatoio, va potenziata anche la rete di distribuzione.

Qualora invece, sempre procedendo come illustrato in precedenza, la somma delle portate in uscita dall'ultimo nodo risulta maggiore di quella in arrivo, significa che la rete è in grado di distribuire la portata massima derivabile dal serbatoio con una quota piezometrica in partenza inferiore a quella del minimo livello nel serbatoio stesso, quota che può essere determinata mediante successive iterazioni.

Infatti, in questo caso, le incognite sono le portate nei vari tratti (tranne quella in uscita dal serbatoio) e le quote piezometriche ai nodi e all'estremità S di partenza; il loro numero complessivo è ancora $t + n$, quindi uguale a quello delle equazioni, che sono sempre quelle di moto e quelle di continuità ai nodi. La soluzione va ricercata per tentativi, partendo da varie quote piezometriche all'estremità S, fino a quando non risulta soddisfatta l'equazione di continuità nell'ultimo nodo della rete.

Per evitare che venga utilizzata tutta la capacità di compenso del serbatoio prima che la richiesta idrica inizi a diminuire, è necessario, come detto in prece-

---

[5] A valle dell'ultimo nodo si può anche avere un unico tratto; ciò accade quando l'ultimo nodo è considerato tale per la variazione o del diametro o della scabrezza o della portata equivalente del tratto in partenza rispetto a quello in arrivo.

denza, azionare un organo di regolazione per impedire che venga derivata dal serbatoio una portata pari a quella che la rete è atta a distribuire; tale organo deve dar luogo a una perdita di carico uguale alla differenza tra la quota del minimo livello nel serbatoio e la quota piezometrica in partenza in precedenza determinata, con cui la rete distribuisce esattamente la portata che in essa è possibile immettere.

Si fa osservare che non sempre si può azionare l'organo di regolazione posto nella cameretta di manovra subito a valle del serbatoio; infatti, se la perdita di carico necessaria per ridurre la portata è maggiore del carico che si ha a monte dell'organo di regolazione, la pressione, a valle di questo, risulta inferiore a quella atmosferica, cosa da evitare per i vari motivi, soprattutto di ordine igienico, dettagliatamente esposti nel capitolo 6.

Questa situazione si verifica abbastanza frequentemente, poiché il carico che si ha nella condotta di derivazione all'interno della camera di manovra è molto limitato; si rende perciò necessario azionare una valvola di regolazione installata più in basso, in modo che a valle di essa si abbia un carico piezometrico non inferiore a 3–4 m.

Anche in questo caso un'esemplificazione numerica può risultare utile a chiarire il procedimento di verifica esposto.

Esemplificazione numerica

Si fa ancora riferimento alla rete della figura 11.17, i cui dati caratteristici, già indicati nella tabella 11.2, vengono ora riportati per comodità di lettura nella tabella 11.3; si suppone però che risulti possibile alimentare tale rete con la portata $Q = 95$ l/s anziché 123 l/s.

Tab. 11.3 Verifica della rete rappresentata in figura 11.17, nell'ipotesi che sia possibile alimentarla con una portata $Q_h = 95$ l/s

								1° tentativo		2° tentativo		3° tentativo		4° tentativo		5° tentativo	
Tratto	L (m)	Abit. serv.	Qd (l/s)	Qeq (l/s)	Nodo	Y (m)	D (mm)	Qeq (l/s)	Y (m)	Q (l/s)	Y (m)	Q (l/s)	Y (m)	Q (l/s)	Y (m)	Q (l/s)	Y (m)
					S				100		97						95,85
S-A	550						311,6	95,00		95,0		95,0		95,0		95,0	
									97,43		94,43		92,43		93,43		93,28
A-B	300						311,6	78,7		79,6		88,6		83,22		83,8	
					B				96,47		93,45		91,21		92,35		92,19
B-C	350						260,4	53,0		59,0		72,8		64,9		65,7	
					C				95,15		91,81		88,71		90,36		90,15
C-D	320						209,2	20,4		26,4		40,8		32,3		33,1	
					D				94,57		90,84		6,40		88,91		88,63
A-A'	600	2000	16,3	9,4			131,6	9,4		8,9		3,7		6,8		6,4	
					A'	92			94,71		92		92		92		92
B-B'	750	3800	31	17,9			131,6	14,8		11,9		9,1		10,6		10,4	
					B'	88			88		88		88		88		88
C-C'	550	4000	32,6	18,8			157,4	18,8		18,8		18,5		18,8		18,8	
					C'	85			91,31		87,97		85		86,52		86,31
D-D'	700	2700	22	12,7			131,6	16,3		12,8		6,3		10,4		10	
					D'	85			85		85		85		85		85
D-D"	600	2500	20,4	11,8			131,6	16,7		12,5		3,6		9,7		9,2	
					D"	86			86		86		86		86		86

Un primo tentativo per determinare le portate nei vari tratti viene fatto partendo da una quota piezometrica $Y_S = 100$ m, pari al livello minimo nel serbatoio; nella tabella 11.3 sono ripor-

tati i risultati di tale tentativo. Applicando l'equazione di moto ai successivi tratti e l'equazione di continuità ai nodi si è pervenuti a una quota piezometrica del nodo D pari a 94,57 m e con le equazioni di moto sono state ricavate le portate equivalenti nei tratti $D - D'$ e $D - D''$, che sono pari rispettivamente a 16,3 e a 16,7 l/s; la portata in uscita dal nodo D è perciò uguale a $\sqrt{3}\,(16,3 + 16,7) = 57,2$ l/s, mentre quella in arrivo al nodo è di 20,4 l/s, per cui il nodo risulta sbilanciato.

Si tende verso il bilanciamento diminuendo la quota piezometrica Y_S in partenza, in modo che diminuiscano anche le quote piezometriche dei nodi A - B - C - D; ciò comporta la riduzione delle portate erogate dalla condotta principale a tutte le secondarie, per cui aumenta la portata in arrivo in D dal tratto $C - D$, mentre diminuisce quella complessiva in uscita da D.

Sono stati perciò effettuati successivi tentativi di calcolo, riportati nella tabella 11.3, partendo da varie quote Y_S fino a trovare la soluzione per Y_S = 95,85 m, cui corrisponde una Y_D = 88,63 m, una portata in uscita da D pari a $\sqrt{3}\,(10 + 9,2) = 33,2$ l/s, pressoché uguale a quella in arrivo che è di 33,1 l/s.

Dai dati della tabella 11.3 si osserva che il servizio non risulta penalizzato in ugual misura in tutte le zone: infatti, la secondaria $C - C'$ riesce a distribuire la portata richiesta con una quota piezometrica all'estremità addirittura un po' maggiore di quella necessaria. Inoltre, si deduce che la valvola di regolazione deve dar luogo a una perdita di carico di circa 4 m (100 - 95,85) e deve perciò essere inserita in un punto della tubazione $S - A$ a quota sufficientemente inferiore a quella del minimo livello nel serbatoio.

11.13 Verifica delle reti ramificate alimentate dai due lati

Anche per queste reti è opportuno distinguere il caso in cui è possibile alimentarle con la portata Q_h, che si ha nell'ora di massimo consumo annuo, da quello in cui ciò non è possibile.

11.13.1 Verifica nel caso in cui è possibile alimentare la rete con la portata Q_h

Se è possibile alimentare la rete con la portata Q_h si possono applicare per la verifica i due metodi esposti nel paragrafo 11.12.1, per l'analoga situazione relativa alle reti alimentate da una sola estremità.

Per maggiore chiarezza del procedimento si fa riferimento alla rete rappresentata in figura 11.16, alimentata a un'estremo dal serbatoio e all'altro dalla torre piezometrica. Sono note le portate $\varphi\bar{Q}$ proveniente dalla torre e $Q_h - \varphi\bar{Q}$ proveniente dal serbatoio; sono inoltre note tutte le portate in uscita dalla rete, i cui valori devono soddisfare la richiesta idrica e vengono determinati in base a quanto più volte esposto in precedenza, per cui le equazioni di continuità ai nodi consentono di ricavare le portate in tutti i tratti della rete. Essendo nota anche la quota piezometrica all'estremità della rete alimentata dal serbatoio, che si assume pari al minimo livello nel serbatoio stesso, risultano incognite le quote piezometriche nei vari nodi e in tutti gli altri estremi liberi della rete, compreso quello alimentato dalla torre piezometrica.

Detti t_p il numero dei tratti del percorso principale torre-serbatoio, t_s il numero dei tratti che hanno origine da tale percorso e n il numero dei nodi, le incognite risultano pari a $t_s + n + 1$, mentre le equazioni disponibili, che sono quelle di moto, risultano $t_s + t_p$; osservando la figura 11.16 si scorge che $t_p = n + 1$, per

cui il problema risulta determinato e la soluzione può essere trovata agevolmente senza iterazioni di calcolo, iniziando ad applicare le equazioni di moto al tratto in uscita dal serbatoio, che è l'unico ad avere una quota piezometrica nota a una delle estremità.

Le quote piezometriche determinate agli estremi liberi della rete devono risultare uguali o maggiori a quelle minime necessarie per assicurare il servizio;[6] sono così facilmente individuabili le carenze della rete. Deve inoltre risultare accettabile anche il livello minimo nella torre piezometrica: se per esempio questo risultasse troppo basso, per cui si avrebbe la possibilità di ingresso d'aria nella rete, tale livello dovrebbe essere rialzato, installando nel tratto iniziale della tubazione principale una valvola regolatrice dei carichi, a valle della quale la pressione assumerebbe il valore trovato nei calcoli, che consente con le portate stabilite di avere alle estremità della rete le pressioni minime richieste.

Va poi effettuata la verifica che nelle ore di minimo consumo e con livello massimo, sia nella torre che nel serbatoio, giunga in questo la portata $\varphi \bar{Q}$ proveniente dall'adduttrice (ammettendo prudenzialmente un consumo nullo nella rete).

Procedendo col secondo metodo di verifica illustrato nel paragrafo 11.12.1 risultano note le quote piezometriche alle estremità libere delle diramazioni (da fissare in base alle condizioni di soddisfacimento del servizio) e agli estremi in partenza dal serbatoio e dalla torre (queste ultime sono uguali ai livelli minimi nei due manufatti) mentre risultano incognite le portate nei vari tratti e le quote piezometriche nei nodi. Perciò se t è il numero dei tratti e n quello dei nodi, il numero complessivo delle incognite risulta $t + n$, quindi uguale al numero delle equazioni (quelle di moto e quelle di continuità ai nodi), le quali consentono di risolvere il problema.

Il procedimento di soluzione si svolge mediante successive iterazioni, in maniera pressoché identica a quella vista per le reti alimentate da un solo estremo (si veda il paragrafo 11.12.1 e la successiva esemplificazione numerica).

Con riferimento alla figura 11.16, si fissa una portata di tentativo in uscita dal serbatoio (uguale per esempio a $Q_h - \varphi \bar{Q}$), determinando successivamente, mediante le equazioni di moto e le equazioni di continuità ai nodi, le portate nei successivi tratti dell'arteria principale fino al nodo F e nelle condotte che si dipartono da questa, nonché le quote piezometriche nei nodi A, B, C, D, E, F (le portate, a partire da un certo nodo dell'arteria, saranno dirette dalla torre verso il serbatoio).

Determinata quindi la portata nel tratto $T - F$ con l'equazione di moto, si verifica se è soddisfatta l'equazione di continuità al nodo F; generalmente ciò non accade, per cui si procederà a successivi tentativi di calcolo, partendo da portate uscenti dal serbatoio via via diverse, finché il nodo F non risulta bilanciato.

Trovata la soluzione, le eventuali carenze della rete sono evidenziate dal fatto che le portate così determinate risultano in alcuni tratti inferiori a quelle richieste. Ovviamente le verifiche vanno effettuate introducendo nelle equazioni di moto le portate equivalenti.

---

[6] Possono naturalmente esserci altri punti della rete in condizioni più critiche degli estremi liberi, punti nei quali occorre perciò procedere ad analoga verifica.

11.13.2 Verifica nel caso in cui non è possibile alimentare la rete con la portata Q_h

In questo caso la portata proveniente dalla torre che nell'ora di punta alimenta la rete è $\varphi\bar{Q}$, mentre quella proveniente dal serbatoio può essere ricavata in base alla capacità di compenso del serbatoio stesso.

Stabilite le quote piezometriche alle estremità libere con condotte in arrivo, se t è il numero dei tratti, le portate incognite sono $t-2$; le quote piezometriche incognite risultano invece $n+2$, in quanto, oltre a quelle degli n nodi, non si conoscono le quote alle due estremità in partenza. Perciò il numero complessivo delle incognite è anche in questo caso $t+n$ e risulta pari a quello delle equazioni disponibili (equazioni di moto nei vari tratti e di continuità ai nodi), per cui il problema risulta determinato e la soluzione può essere determinata mediante successive iterazioni.

Il primo tentativo può essere fatto partendo da una quota piezometrica all'estremità alimentata dal serbatoio data dal minimo livello nel serbatoio stesso; essendo nota la portata in uscita dal serbatoio, si può determinare la quota piezometrica nel nodo della rete a questo collegato (nodo A della figura 11.16) e quindi la portata nella secondaria $A-A'$, essendo nota anche la quota piezometrica in A'; con l'equazione di continuità nel nodo A si può poi ricavare la portata nel tratto $A-B$.

Procedendo nel modo descritto si possono trovare successivamente le quote piezometriche nei nodi C, D, E, F, T e le portate in tutti i tratti della rete; se la portata nel tronco che collega il nodo F con la torre, ricavata con l'equazione di continuità in detto nodo, risulta sufficientemente prossima al valore $\varphi\bar{Q}$ significa che i valori trovati per le portate nei vari tratti e per le quote ai nodi sono quelli che risolvono il problema.

In genere però ciò non accade, per cui si possono distinguere due casi.

1) La portata uscente dalla torre T, ricavata mediante l'equazione di continuità al nodo a essa collegato, risulta inferiore a $\varphi\bar{Q}$; significa allora che la rete non è in grado di distribuire, con le pressioni richieste per il servizio, neanche la portata complessiva con cui è possibile alimentarla dalle due estremità.

Sono quindi da ritenersi incognite anche le portate provenienti dal serbatoio e dalla torre, per cui le portate incognite non sono più $t-2$, come supposto inizialmente, ma t.

Per risolvere il problema occorre fare ulteriori ipotesi: per esempio, si possono fissare le quote piezometriche nelle due estremità in partenza S e T, ritenendole uguali alle quote minime nel serbatoio e nella torre. Partendo allora da una portata di tentativo nel tratto $S-A$ e procedendo successivamente con le equazioni di moto nei tratti e di continuità ai nodi, si perviene alla quota piezometrica del nodo F e alle portate nei tratti $E-F$ e $F-F'$; con l'equazione di continuità in F si determina la portata nel tratto $F-T$ e quindi la quota piezometrica in T, che risulterà in genere diversa dalla quota liquida minima nella torre, per cui si procederà per successivi tentativi, partendo da valori diversi della portata nel tratto $S-A$, fino a giungere in T con la quota stabilita.

La soluzione consentirà di conoscere quali sono i tratti della rete con le maggiori carenze.

2) La portata in arrivo dalla torre al nodo a essa collegato, ricavata mediante l'equazione di continuità a tale nodo, risulta superiore a $\varphi \bar{Q}$; ciò significa che la portata immessa in rete può essere distribuita con una quota piezometrica all'estremità cui è collegato il serbatoio inferiore al livello minimo nel serbatoio stesso, per cui si può procedere a una seconda iterazione di calcolo, partendo appunto da una quota piezometrica più bassa alla suddetta estremità e proseguendo le iterazioni finché non si perviene, mediante l'equazione di continuità applicata al nodo cui è collegata la torre, a una portata in uscita da questa pari a quella effettiva, che è $\varphi \bar{Q}$.

Al termine dei calcoli si può determinare anche la quota piezometrica all'estremità della rete collegata con la torre, la quale può risultare anche più bassa rispetto al minimo livello nella torre stessa; in questo caso, per evitare la possibilità di ingresso d'aria nella rete, occorrerà installare una valvola di regolazione, non solo nel tratto in uscita dal serbatoio, ma anche in quello in uscita dalla torre.

Al solito, in tutte le verifiche illustrate vanno inserite nelle equazioni di moto le portate equivalenti; inoltre, per quei tratti con una estremità libera nei quali con la quota piezometrica fissata in tale estremità si avrebbe una portata maggiore di quella richiesta dal servizio, bisogna assumere il valore di tale ultima portata, la quale giungerà all'estremità con una quota piezometrica più elevata di quella minima necessaria.

Gli interventi di potenziamento della rete, nel caso di insufficienza di qualche tratto, sono gli stessi di quelli visti per le reti alimentate da una sola estremità.

Anche in questo caso alcune esemplificazioni numeriche sono utili per illustrare quanto esposto.

Esemplificazione numerica

Si abbia la rete di distribuzione di ghisa sferoidale rappresentata nella figura 11.16, alimentata a un'estremità dal serbatoio e all'altra dall'adduttrice tramite la torre piezometrica.

La condotta che unisce la torre al serbatoio è a diametro costante (arteria principale) e fa servizio solo ai nodi, dai quali hanno origine le condotte secondarie che alimentano le condotte distributrici terziarie; alcune secondarie servono anche direttamente le utenze. La quota del minimo livello del serbatoio è di 100 m, quella del livello massimo di 103,50 m; la torre piezometrica si sviluppa da quota 105 m a quota 124 m.

Nella tabella 11.4 sono riportati i diametri e le lunghezze dei vari tratti, le quote piezometriche che si devono avere alle estremità delle secondarie per assicurare il servizio e le portate Q_d distribuite dalle secondarie stesse nell'ora di massimo consumo annuo, ricavate in base alle aree di competenza e agli abitanti serviti.

Per la vicinanza dei punti da cui si dipartono le condotte distributrici terziarie e per il fatto che alle secondarie sono in alcuni tratti direttamente allacciate le utenze, si può ritenere che le secondarie stesse facciano un servizio uniforme lungo il percorso, per cui le loro portate equivalenti sono $Q_{eq} = \sqrt{3}\, Q_d$. Dai dati della tabella 11.4 si deduce che la portata distribuita nell'ora di punta è $\bar{Q}_h = 161$ l/s; si voglia verificare la rete sapendo che essa è alimentata dalla torre piezometrica con la portata $\varphi \bar{Q} = 111$ l/s e dal serbatoio con la portata $Q_s = 50$ l/s.

Per la verifica sono state innanzi tutto determinate le portate nei vari tratti dell'arteria principale, mediante le equazioni di continuità applicate ai successivi nodi, a partire dal nodo A; tali portate, che sono state assunte positive se dirette dal serbatoio verso la torre, sono riportate nella tabella 11.4.

Tab. 11.4 Verifica della rete di distribuzione rappresentata nella figura 11.16

								Verifica in caso di rottura		
Tratto	L (m)	Qd (l/s)	Qeq (l/s)	Nodi	Y (m)	D (mm)	Y (m)	Qeq (l/s)	Y (rich.) (m)	Y (calc.) (m)
				S	100		100		100	100
S-A	500		50			311,6		80,5		
				A			99,35			98,13
A-B	300		31,5			311,6		71,2		
				B			99,20			97,34
B-C	350		-3,5			311,6		53,7		
				C			99,21			96,82
C-D	400		-34,5			311,6		38,2		
				D			99,46			96,52
D-E	300		-66,5			311,6		22,2		
				E			100,14			96,44
E-F	400		-94,5			311,6		8,2		
				F			101,99			96,43
F-T	600		-111			311,6				
				T			105,81			
A-A'	550	18,5	10,7			131,6		5,3		
				A'	94		96,12		90	97,33
B-B'	700	35	20,2			157,4		10,1		
				B'	89		93,56		84	95,93
C-C'	650	31	17,9			157,4		8,9		
				C'	92		95,18		88	95,80
D-D'	700	32	18,5			131,6		9,2		
				D'	91		87,17		90	93,48
E-E'	500	28	16,2			131,6		8,1		
				E'	93		93,41		90	94,76
F-F'	550	16,5	9,5			131,6		4,7		
				F'	95		99,44		93	95,81

Partendo dall'estremità S della rete collegata al serbatoio, in cui è nota la quota piezometrica ($Y_S = 100$ m) sono state calcolate, mediante la ($5.21''$) applicata ai vari tratti dell'arteria, le quote piezometriche nei successivi nodi e quindi, con le stesse equazioni applicate alle condotte secondarie, le quote piezometriche in tutti gli estremi liberi, quote che devono essere confrontate con quelle necessarie a garantire il servizio.

Solo all'estremo D' si ha una quota piezometrica inferiore a quella occorrente, per cui la secondaria $D - D'$ andrebbe potenziata; per le altre secondarie, invece, le quote calcolate sono tutte maggiori, anche di qualche metro di quelle richieste.

Essendo note le quote piezometriche nei nodi dell'arteria, è semplice procedere alle verifiche delle secondarie nel caso di erogazione di portate per il servizio antincendio. Per quanto riguarda la torre piezometrica, nell'ipotesi più cautelativa di consumo del tutto trascurabile nelle ore notturne, si deduce che la perdita di carico nell'arteria necessaria per addurre la portata $Q =$ 111 l/s dalla torre al serbatoio è di 18,50 m; essendo il livello massimo del serbatoio di 103,50 m, risulta una quota liquida massima nella torre di 122 m; la torre, che si sviluppa da quota 105 m a quota 124 m, è perciò in grado di contenere sia il suddetto livello massimo che quello minimo, che è di 105,81 m (tabella 11.4).

Si effettua ora la verifica della rete nell'ipotesi che si abbia l'interruzione di un qualsiasi

tronco. È facile rendersi conto che la situazione più critica si verifica quando si ha l'interruzione del tronco $T - F$ dell'arteria principale, per cui la rete deve essere alimentata esclusivamente dal serbatoio.

Le ipotesi che si fanno sono le seguenti:

— le portate distribuite dalla rete sono pari alla metà di quelle che si hanno nell'ora di massimo consumo, per cui si ricavano le portate equivalenti nelle condotte secondarie riportate nella tabella 11.4;

— le quote piezometriche in qualsiasi punto della rete devono essere superiori di almeno 15 m rispetto al piano stradale; in base a ciò, si supponga che tali quote, alle estremità delle secondarie, abbiano i valori indicati nella tabella 11.4.

Mediante le equazioni di continuità ai nodi sono state determinate le portate in tutti i tratti dell'arteria principale e mediante le equazioni di moto nei vari tratti sono state ricavate le quote piezometriche nei nodi e alle estremità delle secondarie; poiché queste ultime risultano sempre superiori a quelle fissate, la verifica risulta soddisfatta.

Verifica nel caso non sia possibile alimentare la rete con la portata Q_h

Si supponga che la portata proveniente dall'adduttrice, che alimenta la rete tramite la torre, sia pari a 100 l/s e che il volume di compenso del serbatoio sia in grado di fornire alla rete nell'ora di punta una portata di 30 l/s, per cui la rete è nel complesso alimentata con una portata minore di quella richiesta dalle utenze, che è di 161 l/s; si vogliono determinare le portate distribuite dalle varie condotte secondarie.

Per risolvere il problema si è proceduto mediante successive iterazioni di calcolo: il 1° tentativo è stato fatto partendo da una quota piezometrica $Y_S = 97$ m all'estremità collegata al serbatoio (tabella 11.5). Mediante l'equzione di moto nel tratto $S - A$ è stata determinata la quota piezometrica del nodo A; con l'equazione di moto si è quindi calcolata la portata equivalente nella secondaria $A - A'$, che è risultata di 9,9 l/s, valore cui corrisponde una portata in uscita dal nodo A verso la secondaria pari a $\sqrt{3} \cdot 9,9 = 17,2$ l/s. Con l'equazione di continuità nel nodo A è stata determinata la portata nel tratto $A - B$ e si è proceduto successivamente nel modo descritto, fino a trovare una quota piezometrica del nodo F di 100,44 m. Si è quindi calcolata, con l'equazione di moto, la portata equivalente $Q_{eq} = 9{,}5$ l/s nella secondaria $F - F'$ portata alla quale corrisponde una portata in uscita dal nodo F verso la secondaria pari a $\sqrt{3} \cdot 9,5 = 16,5$ l/s, mentre la portata in uscita dal nodo F e diretta verso il nodo E è di 101,4 l/s (tabella 11.5). Dall'equazione di continuità al nodo F si ricava allora una portata nel tratto $T - F$ di 117,9 l/s, che è maggiore di quella effettiva che giunge dalla torre, pari a 100 l/s.

Ciò significa che, con la quota di tentativo di $Y_S = 97$ m, viene distribuita dalla rete una portata superiore a quella disponibile che è di 130 l/s. Si è perciò effettuata una seconda iterazione, partendo da una quota piezometrica $Y_S = 95{,}50$ m.

Procedendo come in precedenza, si è pervenuti a una $Y_F = 97{,}72$ m, a una portata in uscita dal nodo F e diretta verso il nodo E di 83,5 l/s e a una portata in uscita dal nodo F verso la secondaria $F - F'$ pari a 16,5 l/s; con l'equazione di continuità al nodo F si è quindi ricavata una portata nel tratto $T - F$ di 100 l/s, esattamente uguale a quella proveniente dalla torre, per cui non occorrono ulteriori tentativi di calcolo.

I risultati trovati sono riportati nella tabella 11.5: si può osservare che le secondarie $B - B'$ e $F - F'$ distribuiscono ancora le portate richieste, mentre le altre secondarie distribuiscono portate molto minori. Si nota, inoltre, che la quota piezometrica all'estremità collegata con la torre risulta pari a 100,82 m, perciò inferiore al minimo livello liquido nella torre stessa. Sarà

Tab. 11.5 Verifica della rete di distribuzione di figura 11.16 nell'ipotesi che sia possibile alimentarla con una portata $Q_h = 130$ l/s

							1° tentativo		2° tentativo	
Tratto	L (m)	Qd (l/s)	Qeq (l/s)	Nodi	Y (m)	D (mm)	Qeq (l/s)	Y (m)	Qeq (l/s)	Y (m)
				S				97		95,50
S-A	500		161			311,6	30		30	
				A				96,77		95,27
A-B	300					311,6	12,8		18,4	
				B				96,74		95,22
B-C	350					311,6	-22,2		-16,6	
				C				96,83		95,25
C-D	400					311,6	-53,2		-44,2	
				D				97,42		95,65
D-E	300					311,6	-76,4		-63,9	
				E				98,32		96,28
E-F	400					311,6	-101,4		-83,5	
				F				100,44		97,72
F-T	600					311,6	-117,9		-100	
				T						100,82
A-A'	550	18,5	10,7			131,6	9,9		6,7	
				A'	94			94		94
B-B'	700	35	20,2			157,4	20,2		20,2	
				B'	89			91,10		89,58
C-C'	650	31	17,9			157,4	17,9		15,9	
				C'	92			92,80		92
D-D'	700	32	18,5			131,6	13,4		11,4	
				D'	91			91		91
E-E'	500	28	16,2			131,6	14,4		11,3	
				E'	93			93		93
F-F'	550	16,5	9,5			131,6	9,5		9,5	
				F'	95			97,89		95,17

perciò necessario installare una valvola di regolazione dei carichi sia nel tratto $S - A$ che nel tratto $T - S$, per evitare che nel serbatoio e nella torre i livelli scendano al di sotto di quelli minimi; sulla posizione in cui è opportuno prevedere tali dispositivi di regolazione vale quanto detto a proposito delle reti aperte alimentate da una sola estremità.

11.14 Reti di tipo misto aventi una sola maglia (reti ad anello principale)

A questo tipo di rete, già descritto dettagliatamente nel paragrafo 11.4 (figura 11.6), sono spesso riconducibili, come si vedrà in seguito, molti altri tipi più complessi, aventi più maglie chiuse.

Si tratta, in sostanza, di reti che servono centri abitati di dimensioni anche medio-grandi, che non hanno direzioni preferenziali di sviluppo; sono dotate, in genere, di serbatoio di testata e costituite da un tratto di avvicinamento dal serbatoio al centro urbano, da un anello avente diametro molto maggiore rispetto a quelli di tutti gli altri tratti, anello che non fa servizio lungo il percorso, ma solo ai nodi, dai quali si dipartono, sia verso l'interno che verso l'esterno, le condotte alimentatrici secondarie, da cui hanno origine le condotte distributrici (condotte

terziarie), che servono le utenze; nei piccoli centri alcune o tutte le condotte secondarie possono anche fungere direttamente da distributrici.

È consigliabile assegnare all'anello un percorso baricentrico all'interno del centro servito, in modo che il numero di abitanti dell'area che si trova all'interno di esso non sia molto diverso da quello dell'area che si trova all'esterno.

È opportuno che l'anello abbia diametro costante, affinché possa essere assicurato un soddisfacente servizio anche in caso di interruzione di un suo qualsiasi tronco; inoltre, come già detto nel paragrafo 11.4, per evitare interruzioni del servizio in caso di rotture nel tratto di avvicinamento che collega il serbatoio all'anello, è conveniente che tale tratto sia costituito da due tubazioni in parallelo (figure 11.1 e 11.6), ciascuna di diametro pari a quello dell'anello o, per lo meno, di diametro tale che, con le due condotte in parallelo, si abbia la stessa perdita di carico che si verifica con un'unica tubazione avente lo stesso diametro dell'anello.

Alle condotte secondarie si assegna in genere un diametro costante per tutta la loro lunghezza, mentre alle condotte distributrici terziarie si assegnano, salvo successiva verifica, i diametri indicati nel paragrafo 11.4. Generalmente le estremità delle condotte secondarie sono fra loro collegate mediante un anello di soccorso, che ha lo scopo di assicurare un accettabile servizio anche nel caso di interruzione di un tronco di una qualsiasi secondaria; si fa presente che a tal fine è già sufficiente collegare le secondarie a due a due, o alle estremità o in punti intermedi.

Analogamente sono spesso collegate tra loro anche le condotte terziarie, per cui si è in presenza di reti aventi più maglie chiuse; in questo paragrafo si suppone che l'unica maglia sia quella costituita dall'anello e che quindi le condotte secondarie e terziarie terminino tutte con delle estremità libere. Questa ipotesi semplificativa sarà rimossa dopo aver trattato le reti a maglie multiple (reti di tipo chiuso) e le reti di tipo misto.

Con le ipotesi fatte, trovate le aree di competenza e quindi gli abitanti serviti da ciascuna secondaria,[7] sono note le portate che escono dai nodi dell'anello per alimentare le secondarie, la cui somma è pari alla portata Q_h che nell'ora di massimo consumo esce dal serbatoio; sono inoltre note la quota liquida minima nel serbatoio e le quote piezometriche alle estremità delle secondarie, che vengono stabilite con il criterio più volte visto, in modo da soddisfare il servizio.

Essendo l'anello a diametro D costante, è possibile determinare agevolmente, con uno dei metodi iterativi che saranno esposti nei prossimi paragrafi, le portate nei vari tratti dell'anello e la posizione del nodo di inversione prima di aver calcolato tale diametro D, per cui, se il tratto $S - A$ dal serbatoio all'anello è costituito da due tubazioni aventi il diametro dell'anello stesso (figura 11.18), le incognite del problema sono tale diametro D, i diametri d_i delle secondarie e le quote piezometriche dei nodi; perciò, se le secondarie sono s e i nodi n, il numero delle incognite è pari a $s + n + 1$.

Essendo note le portate in tutti i tratti, le uniche equazioni idrauliche disponibili sono quelle di moto; di tali equazioni se ne può scrivere una per ciascuna secondaria, una per il tratto $S - A$ e una per ciascun tratto dell'anello. Perciò, se i

---

[7] Naturalmente si fa riferimento alla situazione futura che si avrà al termine della vita prevista per la rete di distribuzione.

tratti dell'anello sono t, risultano disponibili nel complesso $s + t + 1$ equazioni di moto, delle quali, però, solo $s + t$ sono indipendenti tra loro; infatti per i t tratti dell'anello le equazioni di moto sono legate fra loro dalla condizione che la somma algebrica delle perdite, estesa all'intero anello, risulti nulla. È facile riscontrare (figura 11.18) che il numero t dei tratti dell'anello è pari al numero n dei nodi, per cui le equazioni idrauliche risultano una in meno rispetto alle incognite e non sono perciò da sole sufficienti a rendere determinato il problema, che presenta un grado di libertà.

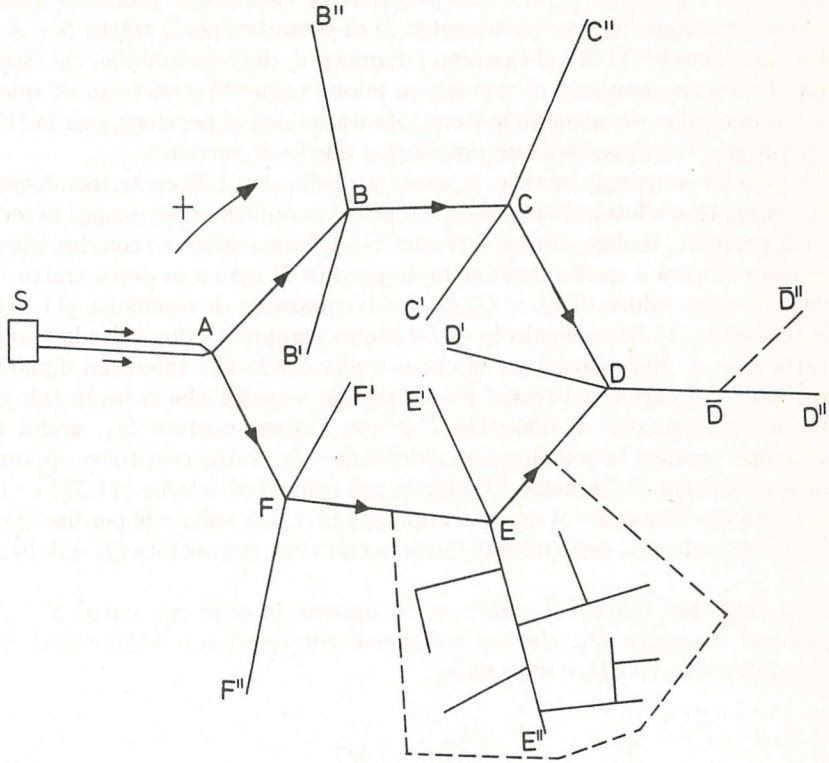


Fig. 11.18 Schema di rete di distribuzione ad anello.

Fra le varie soluzioni è possibile scegliere quella di massima economia, che minimizza il costo totale della rete, sempre con il rispetto delle equazioni idrauliche.

La soluzione può essere determinata con lo stesso procedimento indicato nel paragrafo 11.4 per le reti ad arteria alimentate da due estremità, paragrafo al quale si rimanda; anche le equazioni risolutive e il procedimento iterativo di calcolo per trovare la soluzione sono identici. Si fanno quindi solo alcune precisazioni sulle equazioni ottenute nel citato paragrafo.

La (11.31) rappresenta ora l'equazione di moto dal serbatoio fino al nodo dell'anello da cui si diparte la secondaria i-esima; la (11.32) l'equazione di moto relativa alla secondaria i-esima; la (11.33) l'equazione di moto estesa all'intero percorso dal serbatoio all'estremità della secondaria i-esima (con le stesse precisazioni sul significato dei coefficienti A_i e B_i); la (11.34) è la funzione da rendere minima, tenendo conto delle s equazioni idrauliche (le sommatorie che figurano nella (11.34) sono estese alle s condotte secondarie); la (11.35) fornisce l'espressione della generica costante di condizione λ_i, ottenuta annullando la derivata della (11.34) rispetto al diametro d_i della secondaria i-esima; la (11.36) si ottiene annullando la derivata della (11.34) rispetto a D; sostituendo nella (11.36) le espressioni (11.35) dei λ_i, si perviene all'equazione (11.38) che permette di risolvere il problema mediante successive iterazioni: fissato un diametro D di tentativo per il tratto $S-A$ e per l'anello, mediante le (11.39) si ricavano i diametri d_i delle secondarie, che, sostituiti nella (11.38), permettono di trovare un nuovo valore di D diverso da quello di tentativo, per cui si proseguono le iterazioni finché non si perviene, con la (11.38), a un valore di D sufficientemente prossimo a quello di partenza.

Trovata la soluzione teorica, si passa a quella con i diametri commerciali e successivamente si effettuano le verifiche relative a condizioni particolari di servizio.

Si fa presente, inoltre, che, se il tratto $S-A$ viene realizzato con due tubazioni di diametro D pari a quello dell'anello, le perdite di carico in detto tratto vanno calcolate con un valore di $Q = Q_h/2$ e nell'equazione di economia (11.34) e in quella risolutiva (11.38) nel calcolo di L bisogna computare due volte la lunghezza del tratto $S-A$. Nel caso invece in cui si voglia che le due tubazioni diano luogo a una perdita di carico nel tratto $S-A$ uguale a quella che si ha in tale tratto con un'unica tubazione di diametro D e con l'intera portata Q_h, andrà in un primo tempo trovata la soluzione considerando tale tratto costituito appunto da un'unica tubazione di diametro D; quindi, nel calcolo di L nella (11.34) e (11.38) la lunghezza del tratto $S-A$ andrà computata una sola volta e le perdite di carico in tale tratto andranno determinate introducendo l'intera portata Q_h e il diametro D.

Una volta poi trovato il valore di D, basterà inserire nel tratto $S-A$ due tubazioni di diametro D_1, che nel complesso equivalgono a D; il valore di D_1, avendo presente la (5.23), è dato dalla:

$$\frac{\left(\frac{Q_h}{2}\right)^2}{D_1^{\mu}} = \frac{Q^2}{D^{\mu}} \tag{11.40}$$

da cui:

$$D_1 = D\left(\frac{1}{4}\right)^{\frac{1}{\mu}} \tag{11.41}$$

Si fa rilevare che se una condotta secondaria, che ha origine da un nodo dell'anello, si suddivide dopo un certo percorso in due tratti, il metodo esposto può prendere in considerazione solo uno di tali tratti. Per esempio, se la condotta che nella figura 11.18 è alimentata dal nodo D dell'anello ed è diretta verso l'esterno dopo un primo tratto $D-\bar{D}$ si biforca nei tronchi $\bar{D}-D''$ e $\bar{D}-\bar{D}''$, nel calcolo

economico occorre trascurare uno di tali due tratti. Infatti, se venissero messi in conto entrambi i percorsi idraulici che vanno dal serbatoio alle estremità D'' e $\bar{D}''$, la soluzione economica fornirebbe per i due percorsi $D - \bar{D} - D''$ e $D - \bar{D} - \bar{D}''$ diametri diversi tra loro e non sarebbe perciò realizzabile, avendo i due percorsi in comune il tratto $D - \bar{D}$.

Dei due, occorre perciò considerare nei calcoli solo il percorso idraulicamente più difficile, determinando per esso il diametro; si calcola allora la perdita di carico nel tratto $D - \bar{D}$, pervenendo così alla quota piezometrica nel punto $\bar{D}$ di biforcazione e determinando, infine, con l'equazione di moto, il diametro del tratto a valle di $\bar{D}$ che non era stato preso in precedenza in esame.

Come per le reti ad arteria principale, anche per quelle ad anello il procedimento è facilmente estensibile al caso di rete costituita da tratti di diverso materiale. Detti b e μ i coefficienti della formula di moto e a e ν i coefficienti della formula di costo relativi al materiale dell'anello e del tratto $S - A$ di avvicinamento e detti b_i, μ_i, a_i, ν_i gli analoghi coefficienti relativi al materiale della secondaria i-esima, il generico coefficiente A_i conserva inalterata la sua espressione vista in precedenza, mentre nell'espressione del generico coefficiente B_i figurerà b_i al posto di b; nella (11.33) l'esponente del diametro d_i sarà μ_i anziché μ, per cui il secondo membro della (11.39) risulta elevato a $1/\mu_i$ invece che a $1/\mu$.

Le formule (11.34), (11.35), (11.37) e (11.38) si trasformano rispettivamente nelle (11.34′), (11.35′), (11.37′) e (11.38′) viste nel paragrafo 11.10.4.

Esemplificazione numerica

Un centro abitato con una popolazione futura di 70 000 abitanti è servito dalla rete di distribuzione ad anello, con serbatoio di testata, rappresentata nella figura 11.18. Il tratto $S - A$ che collega il serbatoio all'anello è costituito da una doppia tubazione; l'anello fa servizio solo ai nodi, alimentando 10 condotte secondarie, da cui si dipartono le distributrici terziarie che servono le utenze, alcune delle quali sono, peraltro, direttamente allacciate alle stesse secondarie.

È nota la quota del minimo livello nel serbatoio e sono state stabilite le quote piezometriche alle estremità delle secondarie necessarie per assicurare il servizio, che sono indicate nella tabella 11.6, dove sono riportate anche le lunghezze dei vari tratti della rete. La dotazione idrica procapite è di 320 l/d x ab. e il coefficiente di punta oraria $\alpha_h = 2{,}5$, per cui la portata uscente dal serbatoio nell'ora di massimo consumo annuo è $Q_h = 648$ l/s.

In base alle aree di competenza e quindi agli abitanti serviti sono state ricavate le portate Q_d distribuite da ciascuna secondaria, riportate nella tabella 11.6; per la vicinanza reciproca delle terziarie e per il fatto che in alcuni tratti le secondarie servono direttamente le utenze, si può ammettere che queste facciano servizio uniforme lungo il percorso, per cui le loro portate equivalenti risultano $Q_{eq} = Q_d/\sqrt{3}$.

Si voglia dimensionare la rete, che è in ghisa sferoidale, con il criterio di massima economia, nell'ipotesi che si intenda realizzare sia l'intero anello che i due tratti $S - A$ dal serbatoio all'anello con lo stesso diametro D. Per il calcolo delle perdite di carico si adotta la formula (5.21″).

Sono state innanzi tutto determinate le portate circolanti nei vari tratti dell'anello, mediante il metodo di H. Cross del bilanciamento dei carichi che sarà illustrato nel paragrafo 11.18.1. Allo scopo, sono state assunte positive le portate circolanti nell'anello in senso orario e negative quelle dirette in senso opposto; una prima distribuzione di tentativo delle portate Q_i' nei tratti dell'anello è stata assunta supponendo che la portata in arrivo dal serbatoio $Q_h = 648$ l/s si

Tab. 11.6 Dimensionamento della rete di distribuzione della figura 11.18

																Verifica rottura		
Tratto	L (m)	N (abit.)	Qd (l/s)	Qeq (l/s)	Nodi	Y (m)	Q_i' (l/s)	Q_i'' (l/s)	$bQ_i\lvert Q_i\rvert L_i$	$B_i = bl_i \cdot q_{ie}^2$	$A_i = \Sigma_i bQ_i\lvert Q_i\rvert L_i$	d_i (mm)	d_i (mm) comm	Y (m)	Q_d (l/s)	Qeq (l/s)	Y (m)
					S	100								100			100
S-A	1200						648	648	0,129750				514			324	
					A									95,49			98,87
A-B	600						324	325,4	0,065437				514				
					B									93,21			93,82
B-C	550						198,1	199,5	0,022547				514			62,9	
					C									92,42			93,90
C-D	700						68,5	69,9	0,003523				514			127,7	
					D									92,30			94,31
D-E	650						-87,0	-85,6	-0,004906				514			205,4	
					E									92,47			95,30
E-F	600						-224,9	-223,	-0,030870				514			274,4	
					F									93,55			96,91
F-A	520						-324	-322,	-0,055740				514			324	
B-B'	300	6000	55,5	32,1						0,000318	0,195187	0,190	209,2		27,7	16,0	
					B'	91								91,87			93,49
B-B"	600	7600	70,4	40,6						0,001019	0,195187	0,202	209,2		35,2	20,3	
					B"	88								88,93			92,75
C-C'	350	7500	69,4	40,1						0,000580	0,217734	0,170	209,2		34,7	20,0	
					C'	85								89,98			93,29
C-C"	500	6500	60,2	34,7						0,000620	0,217734	0,177	209,2		30,1	17,4	
					C"	86								89,81			93,89
D-D'	400	7800	72,2	41,7						0,000716	0,221257	0,173	209,2		36,1	20,8	
					D'	84								89,29			93,56
D-D"	700	9000	83,3	48,1						0,001668	0,221257	0,203	209,2		41,6	24,0	
					D"	84								85,29			92,56
E-E'	350	8200	75,9	43,8						0,000692	0,216351	0,186	209,2		38,0	21,9	
					E'	87								89,56			94,57
E-E"	650	6700	62,0	35,8						0,000858	0,216351	0,187	209,2		31	17,9	
					E"	86								88,86			94,4
F-F'	350	5500	50,9	29,4						0,000312	0,185481	0,154	157,4		25,5	14,7	
					F'	87								87,57			95,4
F-F"	550	5200	48,2	27,8						0,00044	0,185481	0,18	209,2		24,1	13,9	
					F"	89								91,7			96,5

suddivida esattamente a metà nei due sensi di circolazione. Essendo note le portate in uscita dai nodi dell'anello sono state ricavate, con le equazioni di continuità ai nodi, le portate di 1° tentativo nei vari tratti riportate nella tabella 11.6.

Mediante la (11.56) (paragrafo 11.18.1) si è dedotto che la correzione da apportare alle suddette portate è positiva e vale $\Delta Q = 0{,}0014$ m^3/s; si sono così ottenute le portate corrette (o di 2° tentativo), indicate nella tabella 11.6. Applicando ancora la (11.56) alle nuove portate, si è ricavato un valore della nuova correzione del tutto trascurabile ($\Delta Q = 4 \cdot 10^{-6}$ m^3/s), per cui le portate Q_i'' di 2° tentativo possono ritenersi esatte.

In base a tali portate sono stati dedotti, per ciascun tratto dell'anello, i valori della grandezza $b\,Q_i\,|Q_i|\,L_i$, la quale, a meno di $1/D^\mu$, rappresenta la perdita di carico nel tratto generico (per il tratto $S - A$ il calcolo è stato fatto tenendo conto che la portata è pari a $Q_h/2$) e sono stati poi calcolati i valori delle costanti A_i e B_i riportati nella tabella 11.6.

Fissato quindi, come 1° tentativo, un valore di $D = 514$ mm, che è quello minimo per cui risulta positivo il denominatore del secondo membro della (11.39) per tutte le condotte secondarie, sono stati determinati i valori dei diametri d_i delle secondarie riportati nella tabella 11.6. Con la (11.38) si è calcolato un nuovo valore di D, che è risultato pari a 425 mm, per cui

occorrerebbe procedere a un nuovo tentativo, partendo da un valore di D compreso tra 514 e 425 mm; poiché, però, il diametro $D = 514$ mm è quello commerciale minimo per il quale si ha un dislivello piezometrico positivo tra le due estremità di tutte le secondarie, tale 2° tentativo non può essere effettuato e il diametro $D = 514$ mm, assieme ai diametri d_i trovati per le secondarie, rappresenta la soluzione del problema.

Nella tabella 11.6 è riportata la soluzione con i diametri commerciali delle condotte secondarie, con i quali si hanno delle quote piezometriche alle estremità un po' maggiori di quelle necessarie. Le secondarie $C - C'$, $C - C''$, $D - D'$, per le quali si giunge alle estremità con carichi superiori di oltre 3 m a quelli richiesti, potrebbero anche essere suddivise in due tratti, il primo con diametro maggiore e il secondo con diametro minore rispetto a quello della soluzione teorica.

Alle condotte distributrici terziarie che fanno servizio antincendio può essere assegnato un diametro di 131,6 mm e a quelle che non fanno tale servizio un diametro, a seconda dei casi, di 86 o di 65 mm.

Ammesso che nelle ore di consumo minimo il piano piezometrico coincida con quello idrostatico, le massime oscillazioni di carico nella rete, tenendo conto di un'escursione di livello del serbatoio di 4 m, risultano, al più, pari a 18−19 m alle estremità delle secondarie e di poco maggiori alle estremità delle terziarie e sono perciò accettabili.

Si effettua ora la verifica di quanto accade nell'ipotesi che si abbia l'interruzione più critica, che è quella che interessa il tratto $A - B$ dell'anello; precisamente, si va a verificare se con portate distribuite pari alla metà di quelle dell'ora di massimo consumo annuo si hanno quote piezometriche più elevate di 15 m rispetto al piano stradale. I risultati della verifica sono riportati nelle ultime tre colonne della tabella 11.6: sono state innanzi tutto ricavate le portate distribuite dalle secondarie e le relative portate equivalenti, quindi le portate nel tratto $S - A$ e nei vari tratti dell'anello; con le equazioni di moto sono state poi calcolate le quote piezometriche nei nodi dell'anello e alle estremità delle secondarie (tenendo sempre presente che il tratto $S - A$ è costituito da due tubazioni).

Si può osservare che le quote piezometriche alle estremità delle secondarie sono tutte più elevate di quelle necessarie per il servizio ordinario, per cui la verifica risulta senz'altro soddisfatta.

11.15 Progetto delle reti ad anello principale nel caso di serbatoio posto a notevole distanza dal centro urbano

Lo schema di tali reti è ancora quello rappresentato nella figura 11.18, dettagliatamente descritto in precedenza, solo che la lunghezza del tratto $S-A$ è molto grande (prossima o addirittura maggiore dello sviluppo dell'intero anello). In questi casi può risultare non economicamente conveniente assegnare al tratto $S - A$ lo stesso diametro dell'anello.

La soluzione del problema può essere trovata mediante le stesse equazioni, opportunamente adattate al caso in esame, adoperate nell'ipotesi di assegnare al tratto $S - A$ lo stesso diametro dell'anello. L'equazione di moto dal serbatoio fino all'estremità della secondaria i-esima, concettualmente identica alla (11.33), risulta ora:

$$h_i = \frac{A_0}{D_0^\mu} + \frac{A_i}{D^\mu} + \frac{B_i}{d_i^\mu} \tag{11.42}$$

essendo D_0 il diametro della tubazione del tratto $S - A$, diverso dal diametro D dell'anello e avendo posto:

$$A_0 = b\,L_0 \left(\frac{Q_h}{2}\right)^2$$

dove L_0 rappresenta la lunghezza del tratto $S - A$.

Tenendo conto delle condizioni idrauliche (11.42) si ottiene la seguente funzione da rendere minima, che è del tutto analoga alla (11.34):

$$a\,2\,L_0\,D_0^{\nu} + a\,L\,D^{\nu} + \sum_{i=1}^{s} a\,l_i\,d_i^{\nu} + \sum_{i=1}^{s} \lambda_i \left[\left(\frac{A_0}{D_0^{\mu}} + \frac{A_i}{D^{\mu}} + \frac{B_i}{d_i^{\mu}}\right) - h_i\right] \tag{11.43}$$

Uguagliando a zero le derivate della (11.43) rispetto agli s diametri delle secondarie si deducono i valori delle costanti λ_i di condizione, espresse ancora dalle (11.35), che, sostituite nelle derivate della (11.43) rispetto a D_0 e a D, uguagliate a zero, forniscono le due seguenti equazioni di economia:

$$D_0^{(\nu+\mu)} = \frac{A_0}{2\,L_0} \sum_{i=1}^{s} \frac{d_i^{(\nu+\mu)}\,l_i}{B_i} \tag{11.44}$$

$$D^{(\nu+\mu)} = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^{s} \frac{A_i\,l_i\,d_i^{(\nu+\mu)}}{B_i} \tag{11.45}$$

che aggiunte alle equazioni di moto (11.42), scritte nella forma:

$$d_i = \left[\frac{B_i}{h_i - \left(\frac{A_0}{D_0^{\mu}} + \frac{A_i}{D^{\mu}}\right)}\right]^{\frac{1}{\mu}} \tag{11.46}$$

permettono di calcolare la rete col criterio economico.

Per rendere più spedito il procedimento di soluzione a tentativi, è opportuno sostituire nelle (11.44) e (11.45) le espressioni (11.46) dei diametri d_i, ottenendo in questo modo:

$$D_0^{(\nu+\mu)} - \frac{A_0}{2\,L_0} \sum_{i=1}^{s} \left[\frac{B_i}{h_i - \left(\frac{A_0}{D_0^{\mu}} + \frac{A_i}{D^{\mu}}\right)}\right]^{\frac{\nu}{\mu}+1} \frac{L_i}{B_i} = 0 \tag{11.47}$$

$$D^{(\nu+\mu)} - \frac{1}{L} \sum_{i=1}^{s} \left[\frac{B_i}{h_i - \left(\frac{A_0}{D_0^{\mu}} + \frac{A_i}{D^{\mu}}\right)}\right]^{\frac{\nu}{\mu}+1} \frac{A_i\,L_i}{B_i} = 0 \tag{11.48}$$

Per la soluzione del sistema di equazioni (11.47) e (11.48) si fissa un valore di primo tentativo del diametro D_0 del tratto $S - A$ compatibile con la percorrenza idraulicamente più difficile; nella (11.47) risulta allora incognito solo D, che può

perciò essere determinato per via numerica, procedendo per successivi tentativi di calcolo.

Sostituendo nella (11.48) tale valore di D, si ricava allora un valore di D_0 che risulta in genere diverso da quello di partenza, per cui si procederà per successive iterazioni, finché non si perviene, con la (11.48), a un valore di D_0 prossimo a quello dell'ultimo tentativo. La limitazione di dover impiegare i diametri commerciali riduce a pochi i tentativi necessari per pervenire alla soluzione.

11.16 Verifica delle reti ad anello principale

Con le stesse ipotesi sul funzionamento delle reti ad anello principale viste in precedenza, quando risulta possibile alimentare la rete con la portata Q_h richiesta nell'ora di massimo consumo, la verifica consiste nel determinare le quote piezometriche alle estremità delle condotte secondarie e nel confrontarle con quelle necessarie ad assicurare il servizio.

Assumendo per le portate in uscita dai nodi dell'anello quelle che le secondarie devono distribuire, si determinano innanzi tutto le portate circolanti nell'anello stesso, mediante il metodo di H. Cross; con le equazioni di moto, partendo dal serbatoio, si ricavano quindi le quote piezometriche in tutti i nodi e, infine, le quote piezometriche alle estremità delle condotte secondarie (la verifica potrebbe essere effettuata in maniera identica anche se l'anello non fosse a diametro unico).

Nel caso in cui non risulta possibile alimentare la rete con la portata Q_h, la portata in un certo numero di secondarie risulta inferiore a quella richiesta dalle utenze, per cui non possono più ritenersi note le portate in uscita dai nodi dell'anello e quindi non è possibile determinare le portate circolanti nell'anello stesso. Non è quindi possibile determinare come la portata proveniente dal serbatoio si distribuisca effettivamente nelle diverse condotte secondarie, a meno di non introdurre delle ipotesi semplificative, che farebbero però perdere validità ai risultati.

11.17 Le reti a maglie multiple e di tipo misto

Le reti di distribuzione urbana di una certa importanza sono generalmente a maglie multiple o di tipo misto; nel paragrafo 11.2 si è riferito sulle caratteristiche e sui vantaggi che presentano tali reti. Peraltro, come si vedrà in seguito, nel caso di progettazione di nuove reti di estensione non molto grande, è spesso possibile (e conveniente) ricondurre questi tipi di rete a quelli con una sola maglia chiusa (reti ad anello principale) trattati nei precedenti paragrafi.

La risoluzione dei problemi di verifica e di progetto relativi alle reti di tipo chiuso e di tipo misto risulta particolarmente complessa e praticamente impossibile senza l'ausilio di un computer quando il numero delle maglie è elevato; di seguito verranno trattati alcuni dei metodi classici di risoluzione, rimandando alla vasta bibliografia per tutti gli altri metodi diffusisi negli ultimi anni grazie al notevole sviluppo del calcolo automatico. I metodi di risoluzione dei problemi di verifica e di progetto, che verranno inizialmente illustrati per le reti di tipo chiuso, sono facilmente estendibili alle reti di tipo misto.

Prima di trattare specificatamente tali problemi è opportuno richiamere al-

cune proprietà delle reti di tipo chiuso.

Una rete di tipo chiuso è costituita da una serie di tubazioni (tratti della rete) senza estremi liberi, tra loro variamente connesse, così da formare una serie di maglie chiuse (figura 11.19). Si dice tratto (o lato o tronco) della rete un tronco di tubazione con sezione, scabrezza e portata costanti (e per i problemi di economia anche con costo costante per unità di lunghezza). I tratti sono tra loro connessi agli estremi in punti detti nodi – i quali possono collegare due o più tratti – così da formare una serie di maglie semplici o elementari, costituite da percorsi chiusi privi di tratti all'interno del loro perimetro (tali maglie non possono perciò essere ulteriormente scomposte in altri circuiti chiusi).

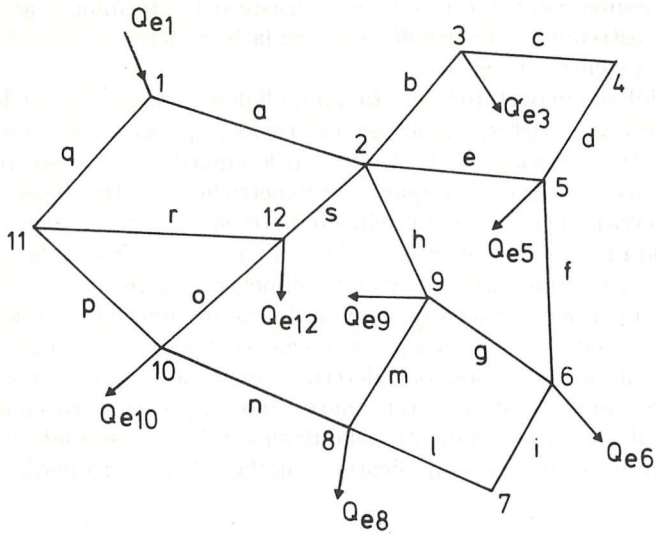


Fig. 11.19 Rete di tipo chiuso con portate entranti o uscenti da alcuni nodi.

Le maglie semplici possono distinguersi in maglie periferiche e in maglie interne: le prime hanno in comune un solo lato con le altre maglie, le seconde più lati; un tratto può appartenere, al più, a due maglie semplici. In seguito le maglie elementari saranno indicate semplicemente col termine maglia. Come è facile rendersi conto osservando la figura 11.19, tra il numero t dei tratti, il numero n dei nodi e quello m delle maglie esiste la relazione:

$$t = m + n - 1 \tag{11.49}$$

Per la definizione di tratto data in precedenza, la rete può essere alimentata solo ai nodi, mediante portate esterne Q_e, entranti o uscenti, da ritenersi note. Detta Q_i la portata nel generico tratto, in ogni nodo può essere scritta l'equazione di continuità nella forma:

$$\sum_i Q_i + Q_e = 0 \tag{11.50}$$

dove la sommatoria è estesa ai tratti collegati al nodo e sia le Q_i che le Q_e sono da assumersi positive se entranti nel nodo e negative se uscenti dal nodo; nel caso che nel nodo ci siano più portate esterne entranti o uscenti, per Q_e è da intendere la somma algebrica di tali portate.

Affinché la rete sia bilanciata, la somma di tutte le portate esterne entranti nei vari nodi deve risultare uguale alla somma di tutte le portate esterne uscenti dai nodi stessi (la somma algebrica delle Q_e deve essere nulla). Le equazioni di continuità del tipo (11.50) sono in numero pari a quello n dei nodi; è facile però riscontrare che di esse solo $n-1$ risultano indipendenti tra loro.

Per ogni tratto si può scrivere un'equazione di moto: ritenendo, per ora, il regime di moto assolutamente turbolento in tutti i tratti della rete e le perdite di carico esprimibili in funzione del diametro della tubazione in forma monomia, tali equazioni assumono la ben nota espressione:

$$\Delta Y_J = \frac{b_i\, Q_i^2\, L_i}{D_i^{\mu}} \tag{11.51}$$

dove ΔY_J è il salto piezometrico tra i due nodi uniti dal tratto i-esimo avente lunghezza L_i, diametro D_i, coefficiente di scabrezza b_i e portata Q_i; ΔY_J è ovviamente positivo se inteso come differenza di carico tra il nodo di partenza e quello di arrivo della portata Q_i.

Le equazioni di moto del tipo (11.51) sono pari al numero t dei tratti e risultano fra loro legate da un numero di vincoli pari al numero m delle maglie: infatti l'unicità della quota piezometrica in ciascun nodo comporta che la somma algebrica delle perdite di carico relativa a un qualsiasi percorso chiuso deve essere nulla; si dimostra facilmente che, se la condizione suddetta risulta soddisfatta per le m maglie (semplici), risulta verificata per tutti i percorsi chiusi della rete.

Per quanto riguarda le m maglie, fissato un verso positivo di percorrenza (in genere si sceglie il verso orario), assumendo positive le portate che hanno il suddetto verso e negative quelle dirette in senso opposto, si può scrivere:

$$\sum_i \frac{b_i\, Q_i\, |Q_i|\, L_i}{D_i^{\mu}} = 0 \tag{11.52}$$

essendo la sommatoria estesa a tutti i lati della maglia generica.

Un insieme di portate Q_i nei vari tratti della rete che soddisfa alle equazioni di continuità (11.50) agli n nodi, si dice congruente per la continuità; un insieme di portate Q_i, che soddisfa alle m equazioni (11.52) di unicità delle quote piezometriche, si dice congruente per l'unicità delle quote. Esistono infiniti insiemi di portate congruenti per la continuità o per le quote; esiste, però, un solo insieme di portate, dette di equilibrio, che sono congruenti sia per la continuità che per le quote piezometriche e che soddisfano quindi contemporaneamente le (11.50) e (11.52). Tale sistema di portate è quello che effettivamente si manifesta nella rete.

11.18 Problemi di verifica per le reti di tipo chiuso

Nei problemi di verifica delle reti di tipo chiuso sono noti, oltre alle portate esterne Q_e nei nodi, il diametro, la lunghezza e la scabrezza dei vari tratti, mentre sono incogniti i dislivelli piezometrici ΔY_J tra i nodi e le portate Q_i nei tratti della rete.

Essendo n i nodi, i dislivelli piezometrici incogniti sono $n-1$, per cui il numero delle incognite risulta $t+n-1$; le equazioni disponibili sono le equazioni (11.50) di continuità agli n nodi, delle quali $n-1$ risultano indipendenti tra loro e le equazioni di moto (11.51) nei t tratti della rete. Quindi, il sistema delle $t+n-1$ equazioni (11.50) e (11.51) in $t+n-1$ incognite rende determinato il problema.

È da notare che la soluzione del sistema di equazioni fornisce i dislivelli piezometrici fra i vari nodi, per cui, per poter conoscere le effettive quote piezometriche nei nodi stessi, è indispensabile che sia nota la quota in uno di essi, la quale serve a fissare il piano piezometrico di riferimento; l'assegnazione della quota piezometrica in più nodi risulta invece incompatibile con la soluzione del problema. In definitiva, quindi, è da ritenersi nota la quota piezometrica in un solo nodo della rete.

La risoluzione analitica del sistema di equazioni (11.50) e (11.51) risulta impossibile anche per reti estremamente semplici.

Si fa osservare che la conoscenza solo delle portate Q_i nei diversi tratti o solo delle quote piezometriche nei nodi permette di pervenire immediatamente alla soluzione del problema: infatti, se, oltre alla quota piezometrica in un nodo, sono note le portate in tutti i tratti, le (11.51) permettono di determinare i dislivelli piezometrici tra i diversi nodi e quindi di conoscere le quote piezometriche dei nodi stessi, mentre, se sono note tali quote, sempre le (11.51) consentono di determinare le portate Q_i di tutti i tratti.

Tenendo conto di ciò, è possibile trovare la soluzione del problema mediante il sistema di equazioni (11.50) di continuità ai nodi e (11.52) relative alle m maglie, sistema nel quale figurano come incognite solo le portate Q_i nei t tratti; essendo le equazioni (11.50) e (11.52) in numero di $n-1+m$, quindi, per la (11.49), uguale proprio a t, il problema risulta determinato.

Anche in questo caso, però, la forma non lineare delle (11.52) non permette una risoluzione diretta del sistema di equazioni disponibili, per cui è necessario ricorrere a metodi di risoluzione iterativi.

Un metodo di validità generale è quello di assumere un sistema di portate Q'_i di tentativo, congruente per la continuità, il quale non risulta, ovviamente, equilibrato. Le differenze tra le portate Q_i di equilibrio e le portate Q'_i di tentativo risultano pari a delle portate ΔQ_m, che sono uguali per tutti i tratti di ciascuna maglia, le quali sono dette portate circolanti delle maglie; se la ΔQ_m di una maglia è positiva, essa circola nel verso assunto come positivo e viceversa se è negativa.

Il motivo per cui le ΔQ_m hanno carattere circolatorio, cioè sono portate entranti e uscenti con valore inalterato da ciascun nodo di una generica maglia, discende dal fatto che le portate Q'_i soddisfano già alle equazioni di continuità ai nodi, per cui, se la portata in arrivo al generico nodo di una maglia varia di ΔQ_m, divenendo pari a $Q_i = Q'_i + \Delta Q_m$, affinché sia ancora rispettata l'equazione di continuità al nodo, la portata in uscita da questo deve variare anch'essa di ΔQ_m.

Sostituendo, nelle equazioni (11.52) delle m maglie, alle portate Q_i effettive

le portate $Q'_i + \Delta Q_m$ corrette, tenendo conto che per i tratti appartenenti a una sola maglia va apportata la correzione ΔQ_m relativa alla maglia stessa, mentre per i tratti comuni a due maglie adiacenti vanno apportate le correzioni di entrambe tali maglie, e linearizzando le equazioni (trascurando cioè i termini quadratici delle correzioni ΔQ_m[8]) si ottiene un sistema di m equazioni lineari nelle m portate circolanti ΔQ_m, dalla cui risoluzione si ottengono le ΔQ_m.

Apportando alle portate Q'_i di tentativo le correzioni ΔQ_m trovate, non si perviene, però, alle portate Q_i di equilibrio, in quanto sono stati trascurati i termini quadratici in ΔQ_m, per cui le portate Q''_i, ottenute dopo le correzioni, vanno intese come un sistema congruente di portate di secondo tentativo, alle quali vanno apportate nuove correzioni ΔQ_m; si tratta quindi di un procedimento di iterazioni successive, che possono essere arrestate quando tutte le ΔQ_m risultano trascurabili.

Quindi il sistema delle m equazioni lineari nelle m portate circolanti ΔQ_m deve essere risolto tante volte quante sono le iterazioni che vengono effettuate. Per la soluzione del problema si preferisce perciò ricorrere a metodi iterativi forse più lunghi, ma molto più semplici, perché consentono di evitare di risolvere varie volte il suddetto sistema di equazioni.

11.18.1 Il metodo del bilanciamento dei carichi di H. Cross

Questo metodo, che ha riscosso enorme successo, evita la risoluzione diretta del sistema di equazioni nelle incognite rappresentate dalle correzioni ΔQ_m delle portate di tutte le maglie, determinando, in ogni iterazione di calcolo, la ΔQ_m relativa a una generica maglia, prescindendo dalle correzioni delle altre maglie.

Per determinare la correzione ΔQ_m di ciascuna maglia, relativa alla generica iterazione di calcolo, è opportuno riscrivere la (11.52) nella seguente forma:

$$\sum_i \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu}}\, \epsilon\, Q_i \cdot Q_i = 0 \qquad (11.52')$$

dove è da assumere $\epsilon = 1$ per le portate Q_i circolanti nel senso assunto come positivo ed $\epsilon =$ -1 per le portate circolanti in senso inverso.

Avendo presente la relazione tra le portate Q_i esatte (cioè congruenti per la continuità ed equilibrate) e le portate Q'_i di tentativo:

$$Q_i = Q'_i + \Delta Q_m \qquad (11.53)$$

la (11.52′) può essere così scritta:

$$\sum_i \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu}}\, \epsilon\, (Q'_i + \Delta Q_m)\, (Q'_i + \Delta Q_m) = 0 \qquad (11.54)$$

da cui, sviluppando e trascurando il termine quadratico in ΔQ_m, si ottiene:

---

(8) La linearizzazione è lecita nell'ipotesi che le ΔQ_m siano piccole rispetto alle Q'_i; tuttavia, anche se ciò non accade, non si commettono errori, in quanto si applica un procedimento iterativo, che viene arrestato quando le ΔQ_m divengono trascurabili.

$$\sum_i \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu}}\, (\epsilon\, Q_i' \cdot Q_i' + 2\,\epsilon\, Q_i'\, \Delta Q_m) = 0 \tag{11.55}$$

Si osserva che, mentre i termini $\epsilon\, Q_i' \cdot Q_i'$ della sommatoria risultano sia positivi che negativi a seconda che sia $\epsilon = 1$ oppure $\epsilon =$ -1 (quindi a seconda che le Q_i siano positive o negative), i prodotti $\epsilon\, Q_i'$ risultano tutti positivi, in quanto, come detto, per le Q_i' positive $\epsilon = 1$ e per le Q_i' negative $\epsilon =$ -1.

Ricavando dalla (11.55) il ΔQ_m e riscrivendo il termine $\epsilon\, Q_i' \cdot Q_i'$ nella forma equivalente $Q_i'\, |Q_i'|$, si ottiene:

$$\Delta Q_m = -\frac{\sum_i \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu}}\, Q_i'\, |Q_i'|}{2 \sum_i \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu}}\, |Q_i'|} \tag{11.56}$$

Per l'applicazione pratica del metodo iterativo bisogna procedere nel seguente modo:

1) stabilito un verso positivo di circolazione, si assume un insieme di portate Q_i' di tentativo nei vari tratti, congruente per la continuità (è da notare che, per i tratti comuni a due maglie, la portata assume un dato segno quando si considera una delle maglie e segno opposto quando si considera l'altra maglia);

2) si prendono successivamente in esame le m maglie, determinando per ciascuna di esse la correzione di portata ΔQ_m;

3) si apportano le correzioni alle portate Q_i' di partenza, avendo presente che per i tratti appartenenti a una sola maglia la portata Q_i'' corretta si ottiene sommando algebricamente alla Q_i' la correzione ΔQ_m trovata per la maglia, mentre per i tratti comuni a due maglie contigue occorre sommare alla portata Q_i' iniziale le correzioni ΔQ_m relative a entrambe tali maglie, tenendo conto del loro senso di circolazione (ciò sarà meglio chiarito in seguito con un esempio).

Si perviene così a un nuovo sistema di portate nella rete, sempre congruente per la continuità e meglio bilanciato rispetto al sistema assunto come primo tentativo, ma non ancora perfettamente equilibrato (non soddisfacente cioè alle equazioni (11.52) per le m maglie);

4) si effettua un nuovo giro, partendo dal sistema di portate ottenuto e ripetendo le operazioni 2) e 3);

5) si effettuano tanti giri successivi finché le correzioni ΔQ_m relative a tutte le maglie non risultano inferiori a determinati limiti, fissati in base al grado di approssimazione che si vuole ottenere o finché le (11.52) non vengono soddisfatte con scarti molto piccoli (generalmente si accetta per tali scarti un valore massimo di 0,10 m).

Come si è detto in precedenza, nel corso di un giro completo di iterazioni le portate dei tratti appartenenti a due maglie contigue subiscono due correzioni, da apportare tenendo conto del senso di circolazione delle ΔQ_m trovate per le due maglie.

Per esempio, si consideri il tratto 3–6 della rete di figura 11.20, comune alle due maglie 1–2–3–6 e 3–4–5–6 e sia Q_{3-6}' la portata, diretta come in figura, assunta come primo tentativo o risultante al termine di un giro completo di iterazioni per tutta la rete; il verso assunto come positivo sia quello orario, per cui

tale portata risulta positiva per la prima maglia e negativa per la seconda. Per la maglia 1–2–3–6 sia stata determinata la correzione $\Delta Q'_m$ negativa e per la maglia 3–4–5–6 la correzione $\Delta Q''_m$ positiva, per cui tali correzioni risultano dirette come indicato in figura 11.20: al termine del giro delle iterazioni, dopo aver apportato le correzioni, nel tratto 3–6 si ha una portata $Q''_{3-6} = Q'_{3-6} - \Delta Q'_m - \Delta Q''_m$; in alcuni casi può anche accadere che, a seguito delle correzioni apportate, cambia il senso della portata in qualche tratto della rete.

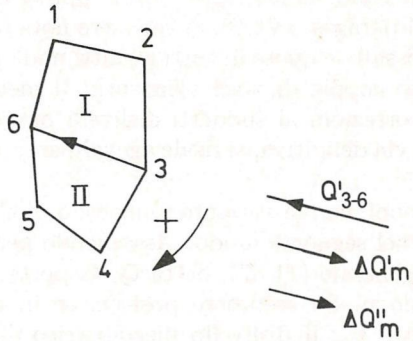


Fig. 11.20 Correzione della portata per il tratto 3–6 appartenente a due maglie semplici.

Il metodo del bilanciamento dei carichi sopra esposto si presta bene a essere eseguito a mezzo del calcolo automatico per ridurre i tempi di esecuzione che, per reti con molte maglie, sarebbero assai lunghi.

Si fa presente che il metodo può essere agevolmente applicato anche nel caso che il moto non sia assolutamente turbolento, per cui le perdite di carico vengono determinate mediante una formula monomia del tipo:

$$J = b\,\frac{Q^{\alpha}}{D^{\mu}} \tag{11.57}$$

con $\alpha < 2$.

In questo caso la (11.52) si trasforma nella seguente formula equivalente:

$$\sum_i \frac{b_i\, Q_i^{(\alpha-1)}\, |Q_i|\, L_i}{D_i^{\mu}} = 0 \tag{11.58}$$

e la (11.56) nella

$$\Delta Q_m = -\frac{\sum_i \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu}}\, Q_i'^{(\alpha-1)}\, |Q_i'|}{2\sum_i \frac{b_i\, L_i}{D_i^{\mu}}\, |Q_i'|^{(\alpha-1)}} \tag{11.59}$$

11.18.2 Il metodo del bilanciamento delle portate di H. Cross

Questo metodo, che è sempre di successive iterazioni, è molto meno diffuso del precedente, anche se la sua applicazione può in alcuni casi risultare utile, in quanto

vengono tenute costantemente sotto controllo le correzioni da apportare alle quote piezometriche dei nodi, per cui è immediato stabilire quando le iterazioni possono essere arrestate.

Il metodo consiste nel fissare delle quote piezometriche di tentativo negli n nodi, per cui risulta soddisfatta in tutta la rete la condizione di unicità dei carichi, mentre si hanno delle portate nei vari tratti che non soddisfano, in genere, le equazioni (11.50) di continuità nei nodi; devono essere perciò apportate delle modifiche successive a dette quote piezometriche, finché non si perviene a un sistema di portate nella rete che soddisfa le (11.50) con l'approssimazione desiderata.

Come si è visto nel paragrafo 11.18, deve essere nota la quota piezometrica in un solo nodo e quindi, fissate le quote in tutti gli altri nodi, risultano noti i dislivelli piezometrici fra le varie coppie di nodi adiacenti. Il metodo iterativo in esame apporta le successive correzioni ai suddetti dislivelli piezometrici; quando questi vengono determinati in via definitiva, si risale agevolmente alle quote piezometriche dei nodi stessi.

Le suddette correzioni, con la variante al metodo di Cross proposta da Russo Spena, si determinano nel seguente modo. Assumendo per il calcolo delle perdite di carico l'espressione generale (11.57), detta Q_i la portata effettiva nel generico tratto collegato al nodo n, da assumere positiva se in arrivo e negativa se in partenza dal nodo, detto y_{ni} il dislivello piezometrico effettivo tra il nodo n e il nodo cui fa capo l'altra estremità del tratto in esame, avente diametro D_i, lunghezza L_i e coefficiente di scabrezza b_i, dalla (11.57) si deduce:

$$|Q_i| = |y_{ni}|^{\frac{1}{\alpha}} \left(\frac{D_i^{\mu}}{b_i \, L_i} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \tag{11.60}$$

Sostituendo la (11.60) nell'equazione di continuità al nodo n risulta:

$$\sum_i \epsilon \, |y_{ni}|^{\frac{1}{\alpha}} \left(\frac{D_i^{\mu}}{b_i \, L_i} \right)^{\frac{1}{\alpha}} + Q_e = 0 \tag{11.61}$$

con $\epsilon = 1$ per le portate Q_i in arrivo al nodo (e quindi per dislivelli piezometrici y_{ni} negativi) e $\epsilon =$ -1 per le portate in partenza (e quindi per y_{ni} positivi).

Se i dislivelli piezometrici non sono quelli effettivi ma di tentativo, la (11.61) non risulta soddisfatta; detti y'_{ni} i dislivelli di tentativo e y_{ni} quelli effettivi, si può porre:

$$y_{ni} = y'_{ni} + \Delta y_n \tag{11.62}$$

dove Δy_n rappresenta la correzione dei dislivelli piezometrici relativi a tutti i tronchi collegati al nodo n, correzione che, mantenendo fisse le quote di tutti gli altri nodi quando si bilancia il nodo n, risulta la stessa per tutti i suddetti tronchi.

Si ha quindi:

$$|y_{ni}|^{\frac{1}{\alpha}} = |y'_{ni} + \Delta y_n|^{\frac{1}{\alpha}} \tag{11.63}$$

sviluppando in serie il 2° membro della (11.63), con arresto al 2° termine, si ottiene:

$$|y'_{ni} + \Delta y_n|^{\frac{1}{\alpha}} = |y'_{ni}|^{\frac{1}{\alpha}} + \theta \frac{\Delta y_n}{\alpha} |y'_{ni}|^{(\frac{1}{\alpha}-1)} \tag{11.64}$$

con $\theta = 1$ per y'_{ni} positivo e $\theta =$ -1 per y'_{ni} negativo.

Per la (11.64), si ottiene dalla (11.61):

$$\sum_i \epsilon \left[|y'_{ni}|^{\frac{1}{\alpha}} + \theta \frac{\Delta y_n}{\alpha} |y'_{ni}|^{(\frac{1}{\alpha}-1)} \right] \left(\frac{D_i^{\mu}}{b_i L_i} \right)^{\frac{1}{\alpha}} + Q_e = 0 \tag{11.65}$$

Si osserva che, se y'_{ni} è positivo, la corrispondente Q_i è negativa (la portata è cioè uscente dal nodo), per cui $\epsilon =$ -1; in questo caso, essendo $\theta = 1$, risulta $\epsilon \cdot \theta$ = -1. Se invece y'_{ni} è negativo, la Q_i è positiva e quindi $\epsilon = 1$; essendo in questo caso $\theta =$ -1, risulta ancora $\epsilon \cdot \theta =$ -1. Perciò si ha sempre $\epsilon \cdot \theta =$ -1 e dalla (11.65) si ottiene quindi:

$$\sum_i \epsilon |y'_{ni}|^{\frac{1}{\alpha}} \left(\frac{D_i^{\mu}}{b_i L_i} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - \sum_i \frac{|y'_{ni}|^{(\frac{1}{\alpha}-1)}}{\alpha} \Delta y_n \left(\frac{D_i^{\mu}}{b_i L_i} \right)^{\frac{1}{\alpha}} + Q_e = 0 \tag{11.66}$$

da cui:

$$\Delta y_n = \frac{\alpha \sum_i \epsilon |y'_{ni}|^{\frac{1}{\alpha}} \left(\frac{D_i^{\mu}}{b_i L_i} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - Q_e}{\sum_i |y'_{ni}|^{(\frac{1}{\alpha}-1)} \left(\frac{D_i^{\mu}}{b_i L_i} \right)^{\frac{1}{\alpha}}} \tag{11.67}$$

Una volta apportate le correzioni dei dislivelli piezometrici tra il primo nodo preso in esame e tutti gli altri, si passa a un secondo, un terzo nodo ecc., fino a considerare tutti i nodi della rete; completato il giro, si ottiene una nuova serie di valori di y'_{ni} per tutti i nodi, i quali sono in genere meglio approssimati di quelli della serie di partenza, ma non ancora esatti, sia perché nel calcolo dei Δy_n si sono trascurati i termini della serie successivi al 2°, sia perché via via che si introducono le correzioni dei successivi nodi si sbilanciano le portate relative ai nodi su cui si era intervenuti in precedenza.

Occorre perciò procedere anche in questo caso a successive iterazioni, fino a che tutti i Δy_n non risultano inferiori a un dato valore, che dipende dall'approssimazione che si vuole conseguire.

Esemplificazione numerica

Si abbia la rete in ghisa sferoidale rappresentata nella figura 11.21, costituita da 4 maglie, alimentata nel nodo 1 con una portata di 1224 l/s e con portate in uscita da tutti gli altri nodi, i cui valori sono indicati nella figura. I diametri e lunghezze dei vari tronchi sono riportati nella tabella 11.7; l'indice di scabrezza delle tubazioni è tale che le perdite di carico possono essere calcolate con l'equazione:

$$J = b\, Q^2\, D^{-\mu}$$

con $b =$ 0,00103 e $\mu =$ 5,30.

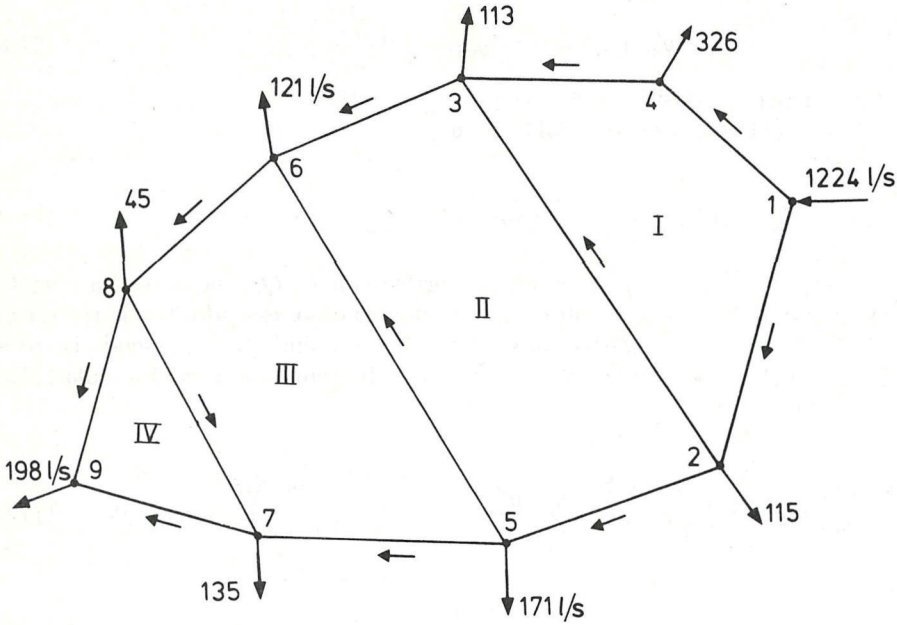


Fig. 11.21 Schema della rete dell'esemplificazione numerica.

Tab. 11.7 Risoluzione della rete della figura 11.21

										Soluzione		
Maglia	Tronco	Di (mm)	Li (m)	$K_i = \frac{bL_i}{D_i^{\mu}}$	Q_i' (l/s)	$K_i\lvert Q'_i\rvert$	$K_iQ_i'\lvert Q_i'\rvert$ (m)	ΔQ (m3/s)	Q''_i (l/s)	Q_i (l/s)	$K_i\lvert Q_i\rvert$	$K_iQ_i\lvert Q_i\rvert$ (m)
	1-2	615	1860	25,2	610	15,37	9,38		602,0	600	15,12	9,07
I	2-3	260	2580	3327	24	79,84	1,92	-0,008	17,1	22,7	75,5	1,71
	3-4	615	1550	21	-288	6,05	-1,74		-306,0	-298	6,26	-1,86
	4-1	615	1690	22,9	-614	14,06	-8,63		-622,0	-624	14,29	-8,92
						115,32	0,93					0,00
	2-5	615	1360	18,1	471	8,52	4,01		469,9	462,3	8,36	3,87
II	5-6	413	1125	126,1	20	2,52	0,05	-0,0011	34,8	20,2	2,55	0,05
	6-3	514	1465	51,29	-199	10,21	-2,03		-200,1	-207,7	10,65	-2,21
	3-2	260	2580	3327	-24	79,84	-1,92		-17,1	-22,7	75,5	-1,71
						101,09	0,11					0,00
	5-7	514	845	29,68	280	8,31	2,33		264,1	271,1	8,04	2,18
III	7-8	260	755	970,3	-5	4,85	-0,02	-0,0159	-16,5	-8,5	8,25	-0,07
	8-6	462	2935	180,3	-98	17,67	-1,73		-113,9	-106,9	19,27	-2,06
	6-5	413	1125	126	-20	2,52	-0,05		-34,8	-20,2	2,55	-0,05
						33,35	0,53					0,00
	7-9	462	320	19,6	150	2,94	0,44		145,6	144,6	2,83	0,41
IV	9-8	413	1500	168,1	-48	8,07	-0,39	-0,0044	-52,4	-53,4	8,97	-0,48
	8-7	260	755	970,3	5	4,85	0,02		16,5	8,5	8,25	0,07
						15,86	0,07					0,00

La determinazione delle portate nei vari tratti viene effettuata con il metodo del bilanciamento dei carichi di Cross, partendo dal sistema di portate Q'_i di 1° tentativo indicate nella tabella 11.7, avendo fatto l'ipotesi che la portata in arrivo al nodo 1 si suddivida in parti pressoché uguali nei tratti 1—2 e 1—4 e avendo assunto come verso positivo di circolazione quello orario. Sono stati così ricavati per ciascun tratto delle quattro maglie i valori di $K_i\,|Q'_i|$ e di $K_i\,Q'_i\,|Q'_i|$ indicati nella tabella 11.7, da cui si è pervenuti, mediante la (11.56), alla determinazione delle correzioni ΔQ relative a ciascuna maglia.

Sono state quindi calcolate le portate Q''_i corrette (avendo apportato ai tratti 2—3, 5—6 e 7—8 le correzioni relative a entrambe le maglie alle quali appartengono) e si è proceduto più volte nelle successive iterazioni, fino a pervenire alle portate Q_i per le quali tutte le ΔQ_m risultano trascurabili, portate che sono quindi quelle effettive e che sono riportate nella tabella 11.7. Nota la quota piezometrica in un nodo, le equazioni di moto permettono di determinare le quote in tutti gli altri nodi della rete.

11.19 Problemi di verifica per le reti di tipo misto

Le reti di tipo misto possono essere considerate come delle reti di tipo chiuso in alcuni nodi delle quali sono collegate delle appendici, costituite da un certo numero di tratti, che formano delle reti ramificate.

Per il bilanciamento della rete, la somma delle portate esterne entranti deve essere pari a quella delle portate esterne uscenti, per cui, generalmente, nei problemi di verifica si ritengono note le portate in tutti i tratti aventi un'estremità libera; per esempio, nel caso della rete della figura 11.22, si ritiene nota la portata entrante dal tratto a e le portate uscenti dai tratti c, e, f, h, i, oltre alle portate uscenti direttamente dai nodi 2, 3, 6, 7.

Le equazioni di continuità, applicate ai nodi delle appendici ramificate (cioè i nodi del tipo B, D, G della rete della figura 11.22) permettono quindi di conoscere preventivamente le portate in tutti i tratti della rete non facenti parte delle maglie chiuse e perciò anche le portate entranti o uscenti dai nodi di tali maglie collegati con le appendici ramificate (portate dei tratti a, b, g). Anche in questo caso risultano perciò note tutte le portate entranti o uscenti dai nodi delle maglie chiuse e il problema è quindi ricondotto a quello già illustrato per le reti di tipo chiuso e può essere risolto con gli stessi metodi visti nei paragrafi precedenti.

Una volta determinate le quote piezometriche in tutti i nodi delle maglie chiuse, mediante le equazioni di moto è possibile determinare le quote piezometriche anche nei nodi appartenenti alle appendici ramificate della rete e nelle estremità libere; per esempio, nella rete della figura 11.22, calcolata la quota piezometrica nel nodo 4, si determinano agevolmente le quote nei nodi B e D e nelle estremità libere C, E, F.

È da notare che, anche per le reti di tipo misto, oltre alle portate esterne entranti o uscenti, deve essere nota la quota piezometrica in un solo punto, che può essere in questo caso sia un nodo che un'estremità libera; infatti, una volta determinate le portate, la conoscenza della quota in un'estremità libera consente di calcolare, mediante le equazioni di moto, la quota piezometrica in un nodo appartenente alle maglie chiuse della rete. Per esempio, per la rete della figura 11.22, la conoscenza della quota dell'estremità A permette di calcolare la quota del nodo

1; la quota di una delle estremità C, E, F consente di risalire, mediante l'equazione di moto applicata ai vari tratti dell'appendice ramificata che ha origine dal nodo 4, alla quota piezometrica di tale nodo, così come, dalla quota dell'estremità I o dell'estremità H si risale alla quota del nodo 5.

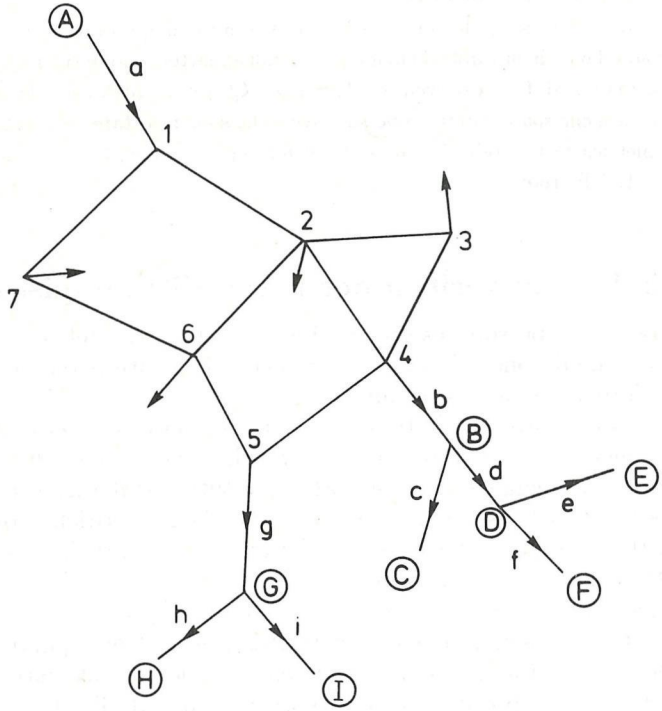


Fig. 11.22 Schema di rete di tipo misto.

Da un punto di vista formale, il fatto che le reti di tipo misto si risolvano con gli stessi metodi delle reti completamente chiuse lo si può dedurre dalla seguente considerazione: poiché le portate nelle appendici ramificate sono determinabili a priori mediante l'equazione di continuità applicata ai nodi di tali appendici, le ulteriori incognite che ogni appendice introduce, rispetto a quelle della rete a maglie chiuse cui essa è collegata, sono rappresentate dalle quote piezometriche nelle estremità libere e nei nodi dell'appendice stessa, mentre le ulteriori equazioni disponibili sono le equazioni di moto nei vari tratti dell'appendice. Poiché, come è facile rendersi conto osservando la rete della figura 11.22, il numero di tali tratti è proprio uguale alla somma del numero delle estremità libere e del numero dei nodi dell'appendice, le ulteriori equazioni disponibili risultano esattamente in numero pari a quello delle ulteriori incognite.

Per esempio, per l'appendice ramificata che si diparte dal nodo 4 (figura 11.22), le ulteriori incognite sono le quote piezometriche dei nodi B e D e delle estremità C, E, F, quindi in numero di 5 come le ulteriori equazioni disponibili, che sono quelle di moto dei tratti b, c, d, e, f.

11.20 Problemi di verifica per le reti di tipo chiuso o misto, con tratti che fanno servizio lungo il percorso

I procedimenti di verifica esposti sono facilmente estendibili al caso in cui esistono alcuni tratti che fanno un servizio lungo il percorso (figura 11.23) (naturalmente per tali tratti non devono esserci dei punti dai quali escono delle portate considerevoli, altrimenti tali punti devono ritenersi dei nodi e quindi lo schema della rete sarebbe diverso).

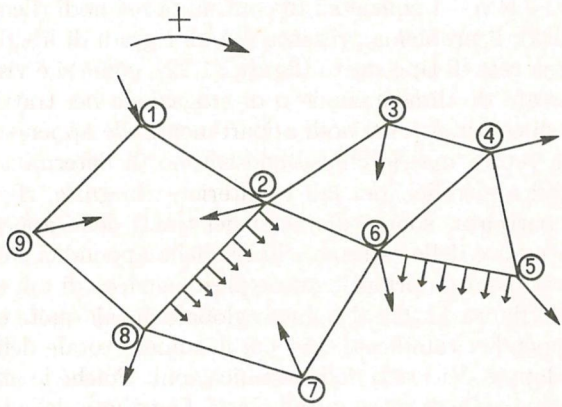


Fig. 11.23 Rete a maglie multiple con tratti che fanno servizio lungo il percorso.

Per la verifica di queste reti con i metodi illustrati, per esempio con quello del bilanciamento dei carichi di Cross, si procede nel seguente modo. Quando si prende in esame un tratto che fa servizio lungo il percorso (come il tratto 2–8 della rete della figura 11.23, che fa un servizio uniforme distribuendo la portata Q_d), se durante una generica iterazione di calcolo la portata in tale tratto risulta, per esempio, diretta dal nodo 2 al nodo 8 e ha il valore Q_i all'inizio del tratto, la portata in arrivo al nodo 8 è ovviamente pari a $Q_i - Q_d$; inoltre, nel determinare mediante la (11.56) o la (11.59) la correzione ΔQ_m per le maglie che contengono il tratto 2–8, occorre per tale tratto inserire nelle sommatorie al numeratore e al denominatore la portata equivalente Q_{eq}, che dipende dal tipo di servizio effettuato.

È da notare che per i tratti che fanno servizio lungo il percorso può in alcuni casi accadere che si abbia un punto di inversione lungo il percorso; in tal caso il tratto risulta alimentato da entrambi gli estremi, da portate Q_1 e Q_2 la cui somma

è pari a Q_d, ma ciò non complica molto la risoluzione del problema, in quanto la differenza di carico tra gli estremi stessi è data dalla (11.22).

11.21 Problemi di progetto per le reti di tipo chiuso e di tipo misto

Nei problemi di progetto delle reti di tipo chiuso o di tipo misto sono note, oltre alle lunghezze dei vari tratti, le portate esterne entranti e uscenti dalla rete (portate di alimentazione e di erogazione, le quali ultime possono essere sia localizzate ai nodi che distribuite); risultano invece incogniti i diametri e le portate dei tratti stessi e le quote piezometriche dei nodi e delle estremità libere (tranne una).

È facile rendersi conto che il problema, così come posto, risulta indeterminato, dal momento che il numero delle equazioni disponibili è inferiore al numero delle incognite. Infatti, per le reti di tipo completamente chiuso (figura 11.19), costituite da m maglie, da n nodi e da t tratti (con $t = m + n - 1$), le incognite risultano $2t+n-1$, mentre le equazioni disponibili sono in totale $t+n-1$, cioè le t equazioni del moto nei tratti e le $n-1$ equazioni di continuità nei nodi (l'ennesima si riduce infatti a un'identità); il problema presenta quindi t gradi di libertà.

Nel caso di una rete di tipo misto (figura 11.22), come si è visto nel paragrafo 11.19, note le portate di alimentazione o di erogazione nei tratti terminali della rete, le equazioni di continuità nei nodi appartenenti alle appendici ramificate che si dipartono dalla rete a maglie chiuse consentono di determinare le portate in tutti i tratti di tali appendici, per cui le ulteriori incognite, rispetto alla rete a maglie chiuse di partenza, sono i diametri dei tratti delle appendici e le quote piezometriche dei nodi e delle estremità libere delle appendici stesse (si suppone, per ora, di non aver fissato a priori le quote piezometriche di tali estremità); come è facile riscontrare (figura 11.22), il numero globale di tali quote è uguale a quello dei tratti delle appendici ramificate, per cui il numero totale delle ulteriori incognite è uguale al doppio dei tratti delle ramificazioni. Poiché le ulteriori equazioni disponibili sono solo quelle di moto in tali tratti, l'aggiunta delle ramificazioni alla rete a maglie chiuse di partenza comporta l'introduzione di un numero di incogmite sovrabbondanti pari al numero dei tratti di tali ramificazioni; in definitiva, quindi, per le reti di tipo misto le incognite in eccesso rispetto alle equazioni disponibili sono uguali al numero complessivo dei tratti della rete, proprio come accade per le reti di tipo chiuso.

L'indeterminazione del problema di progetto per questi tipi di rete comporta la possibilità di ricorrere a vari metodi di risoluzione, fra i quali va di volta in volta scelto quello più opportuno, in base alla facilità di applicazione del medoto stesso e, soprattutto, in base a considerazioni legate al buon soddisfacimento del servizio, sia in condizioni normali che in situazioni particolari (interruzione di qualche tronco, erogazioni per servizio antincendio ecc.). Spesso, anzi, è opportuno per la risoluzione del problema inserire dei vincoli legati alle condizioni di servizio, quali, per esempio, l'assegnazione delle quote piezometriche in alcuni punti della rete, dei diametri o delle portate di alcuni tratti; nelle reti di tipo misto vengono in genere fissate a priori le quote piezometriche in tutte le estremità libere.

Qualora il numero dei vincoli introdotti sia uguale al numero t delle incognite sovrabbondanti, il problema risulta univocamente determinato in base alle

equazioni idrauliche del moto e alle equazioni di continuità ai nodi. Quando, invece, il numero dei vincoli introdotti è insufficiente a rendere determinato il problema, è possibile scegliere, fra le soluzioni possibili, quella più economica, mediante l'introduzione di opportune equazioni di economia.

In questo secondo caso per la ricerca della soluzione occorrono dei calcoli molto laboriosi, che richiedono l'uso di un calcolatore elettronico non appena il numero delle maglie chiuse diviene di poche unità.

In questa sede vengono illustrati alcuni dei metodi classici e più semplici di risoluzione, rimandando alla letteratura tecnica per i metodi più moderni e complessi, che sono di applicazione molto più difficile.

Si fa presente che l'ottimizzazione in termini economici delle reti chiuse o di tipo misto conduce quasi sempre a risparmi di entità limitata rispetto alle soluzioni che possono essere molto più agevolmente trovate introducendo opportuni vincoli di natura idraulica o di altro genere, che consentono, tra l'altro, di ottenere condizioni di esercizio spesso più soddisfacenti.

Occorre poi considerare anche che bisogna comunque introdurre alcune limitazioni atte a garantire il soddisfacimento del servizio (per esempio, le quote piezometriche nei vari punti della rete devono rispettare le limitazioni di cui si è detto nel paragrafo 11.6) e che qualsiasi soluzione deve prevedere per forza di cose l'impiego solo di diametri commerciali. Inoltre, la soluzione più economica tende in genere a ridurre i possibili percorsi idraulici di alimentazione delle utenze, fornendo un valore nullo del diametro di alcuni tratti; si riduce quindi il numero delle maglie chiuse, che vengono invece previste in progetto per garantire una migliore uniformità e una maggiore sicurezza del servizio. Perciò la soluzione più economica non risulta spesso accettabile, ma deve essere adattata caso per caso alle diverse situazioni, per cui l'effettiva economia realizzabile diviene a volte irrilevante.

11.21.1 Metodi di risoluzione

Una volta stabilita la planimetria della rete, è opportuno innanzi tutto distinguere le condotte distributrici (condotte terziarie) dalle alimentatrici principali e secondarie, in modo da semplificare lo schema della rete da calcolare; infatti, come si è visto nel paragrafo 11.4, alle distributrici viene assegnato un diametro minimo, senza effettuare specifici calcoli.

Quando, come spesso accade, le condotte distributrici sono fra loro collegate, così da formare delle maglie chiuse, è opportuno stabilire a priori la posizione dei nodi di inversione lungo i loro percorsi, in modo che risultino note le portate uscenti dai nodi della rete formata dalle sole condotte alimentatrici, rete che viene quindi ricondotta ai tipi visti nei paragrafi precedenti, con portate erogate solo dai nodi e, in alcuni tratti, anche lungo il percorso.

Per esempio, per la rete della figura 11.24, effettuando dei tagli fittizi delle terziarie nelle posizioni E, F, G, H, I, risultano immediatamente determinate le portate uscenti dai nodi $A - B - C - D$ della rete, che sono pari a quelle distribuite alle utenze dai vari tronchi delle distributrici; una volta che è stata risolta la rete formata dalle condotte alimentatrici e sono state quindi determinate le quote piezometriche nei nodi $A - B - C - D$, assegnati i diametri alle distributrici, può essere verificato se risulta soddisfatta o meno l'unicità delle quote piezometriche nei

tagli virtuali effettuati. Se ciò non accade, significa che in realtà il generico nodo di inversione non coincide con la posizione del taglio e ciò comporta che le effettive portate uscenti dai nodi delle alimentatrici sono diverse da quelle ipotizzate.

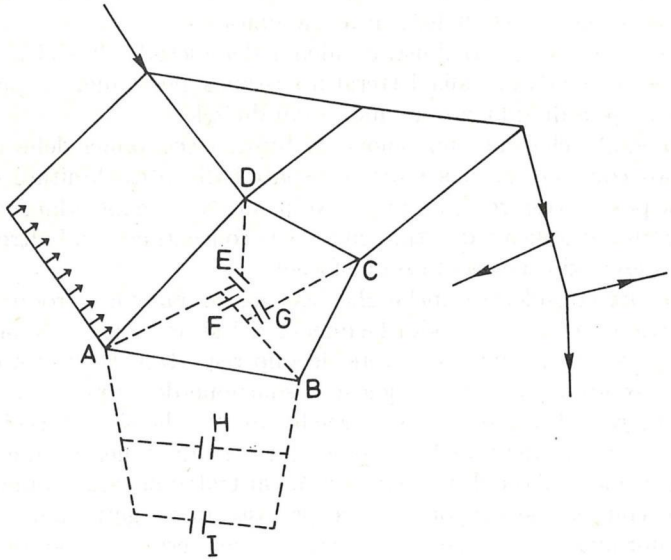


Fig. 11.24 Rete di tipo misto formata da condotte alimentatrici e distributrici.

Per esempio, se nella condotta distributrice $A\,I\,B$ la quota piezometrica in I, determinata partendo da A, risulta più elevata di quella che si trova partendo da B, significa che il nodo di inversione risulta spostato verso B rispetto alla posizione ipotizzata, per cui la portata che alimenta la distributrice proveniente dal nodo A è maggiore di quella supposta, mentre quella proveniente da B è minore di quella supposta.

Naturalmente, se le differenze di carico che si riscontrano nei tagli virtuali provenendo dalle due opposte direzioni risultano piccole, i calcoli effettuati possono essere accettati, mentre se risultano elevate dovrà essere nuovamente calcolata la rete costituita dalle condotte alimentatrici, ipotizzando una diversa posizione dei nodi di inversione e quindi differenti portate uscenti dai nodi della rete.

Per evitare di dover ripetere i calcoli dell'intera rete, si può anche assegnare ai due tratti delle distributrici separati dai tagli virtuali diametri diversi fra loro, in modo da giungere nei punti di taglio con quote piezometriche pressoché uguali dalle due opposte direzioni; si potrebbe anche suddividere le varie distributrici in tratti di diverso diametro, in modo tale da rispettare esattamente l'unicità delle quote piezometriche nei punti di taglio, ma ciò non è consigliabile per motivi pratici.

La scelta delle posizioni dei punti di taglio spesso viene fatta seguendo il criterio che il generico punto della rete risulti alimentato secondo il senso del

minor percorso idraulico; poiché, però, lungo le condotte alimentatrici principali e secondarie si hanno in genere perdite di carico per unità di percorso inferiori a quelle che si verificano lungo le distributrici, è consigliabile adottare tale criterio solo a titolo orientativo.

Una volta quindi che sono state eliminate dai calcoli le condotte distributrici, anche nel caso in cui queste formino delle maglie chiuse, resta da dimensionare la rete delle alimentatrici, che può essere del tipo completamente chiuso o del tipo misto.

11.21.2 Metodi di risoluzione mediante successive verifiche

Un primo metodo che si può seguire è il seguente. Si assuma un sistema arbitrario di portate nei vari tratti della rete, purché soddisfacente le equazioni di continuità ai nodi e in base a esso si stabiliscano dei diametri di tentativo dei tratti stessi, per esempio fissando determinati valori per la velocità; naturalmente, è opportuno che i tratti con le maggiori portate siano previsti lungo le strade nelle quali risulta più facile posare in opera le tubazioni di maggior diametro.

A questo punto, in base ai diametri stabiliti, è possibile effettuare la verifica della rete con i metodi visti nei precedenti paragrafi, determinando così le effettive portate nei diversi tratti e le quote piezometriche nei nodi e nelle eventuali estremità libere della rete; il procedimento di verifica andrà in genere ripetuto più volte, modificando via via i diametri di alcuni tratti, finché non si perviene a un piano piezometrico soddisfacente, tale cioè da assicurare ovunque un soddisfacente servizio.

Ovviamente, la congruità delle quote piezometriche nei nodi e negli estremi liberi va valutata tenendo conto anche delle ulteriori perdite di carico lungo le condotte distributrici non considerate nei calcoli. Le suddette quote piezometriche non devono risultare, peraltro, neanche troppo più elevate rispetto a quelle necessarie, per evitare un costo eccessivo della rete, che infatti diminuisce abbassando tali quote, grazie all'aumento del carico motore disponibile fra le estremità dei vari percorsi idraulici con origine dal primo nodo in cui la quota piezometrica è fissata.

È da osservare che, per le reti di tipo misto, nel caso in cui al termine di una delle successive verifiche non siano accettabili solo le quote piezometriche dei nodi e delle estremità libere delle appendici ramificate, può risultare sufficiente modificare i diametri solo di tali ramificazioni, senza intervenire sull'intera rete. Per esempio, per la rete della figura 11.22, se risultano troppo basse alcune o tutte le quote dei punti B, C, D, E, F, può essere sufficiente, per elevare tali quote, prevedere diametri maggiori per alcuni o per tutti i tratti appartenenti all'appendice ramificata della rete che ha origine dal nodo 4.

Una volta che con l'applicazione successiva del procedimento di verifica si è pervenuti a quote piezometriche nei nodi e negli estremi liberi tutte soddisfacenti, si passa alle verifiche relative alle consuete condizioni particolari di servizio (interruzione di un tronco, erogazione di portate antincendio ecc.), apportando così alla rete eventuali aggiustamenti, oltre a quelli che si rendono necessari in base ad altre considerazioni di ordine pratico, quali, per esempio, la modifica dei diametri di quei tratti in cui la velocità risulta al di fuori dei limiti accettabili.

Si comprende da quanto detto che il metodo di dimensionamento esposto

è in genere piuttosto lungo, per il numero di verifiche successive da effettuare. Inoltre, la soluzione cui si perviene può risultare anche considerevolmente discosta da quella più economica, dal momento che non è stato introdotto alcun vincolo di natura economica.

11.21.3 Metodi di risoluzione mediante l'introduzione di vincoli idraulici che rendono determinato il problema

Il metodo viene esposto iniziando a trattare le reti di tipo completamente chiuso. Innanzi tutto è opportuno eliminare dai calcoli le condotte distributrici (terziarie), mediante lo stesso procedimento visto nel paragrafo 11.21.1, per cui lo schema della rete da calcolare risulta del tipo rappresentato nella figura 11.25.

Come si è visto nel paragrafo 11.21, le incognite in eccesso rispetto alle equazioni sono pari al numero t dei tratti, per cui il problema presenta t gradi di libertà. Perciò, per renderlo determinato in base alle sole equazioni disponibili (quelle di moto nei tratti e di continuità nei nodi), occorre inserire t vincoli di natura idraulica, dei quali m devono fissare il valore della portata in un tratto di ciascuna delle m maglie, in modo che con le equazioni di continuità ai nodi sia possibile determinare le portate in tutti i tratti della rete; gli altri $(t-m)$ vincoli devono invece stabilire le quote piezometriche in altrettanti nodi.

Essendo per la (11.49) $t-m=n-1$, ciò equivale a fissare le quote in $n-1$ nodi ed essendo nota per ipotesi la quota piezometrica in un nodo, risultano note le quote in tutti gli n nodi e quindi è possibile determinare i diametri di tutti i t tratti mediante le equazioni di moto.

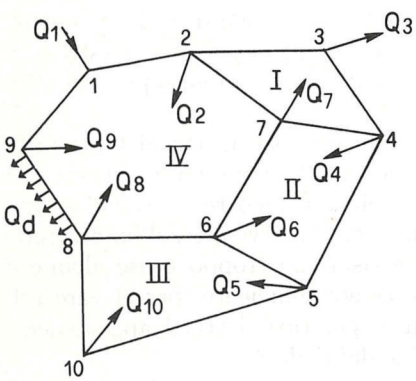


Fig. 11.25 Schema di calcolo di una rete di tipo chiuso.

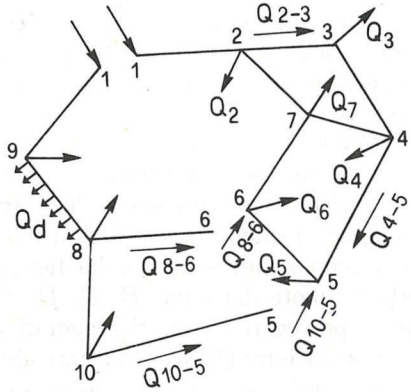


Fig. 11.26 Scomposizione della rete della figura 11.25 in due reti, di cui una di tipo aperto.

Per esempio, la rete di tipo chiuso della figura 11.25, una volta stabilite le portate (in modulo e senso) nei tratti 8–6, 10–5, 4–5 e 2–3 e le quote piezometriche

in tutti i nodi, può essere scomposta nelle due reti della figura 11.26, delle quali quella di sinistra è di tipo aperto, con quote piezometriche note in tutti i nodi e nelle estremità libere e quella di destra contiene solo maglie chiuse di soluzione immediata: infatti, iniziando la risoluzione dal nodo 5, risultano note le portate Q_{10-5} e Q_{4-5} in arrivo e la portata Q_5 erogata dal nodo, per cui con l'equazione di continuità si può calcolare la portata nel tratto 5–6; l'equazione di continuità al nodo 6 consente quindi di determinare l'unica portata incognita che è quella del tratto 6–7. Inoltre, dalla risoluzione della rete aperta di sinistra della figura 11.26 è nota la portata Q_{1-9} del tratto 1–9, per cui la portata del tratto 1–2 risulta $Q_{1-2} = Q_1 - Q_{1-9}$; essendo stata fissata la portata Q_{2-3}, l'equazione di continuità al nodo 2 consente il calcolo della portata Q_{2-7} e quindi con l'equazione di continuità ai nodi 7 e 4 si determinano successivamente le portate Q_{7-4} e Q_{4-3}, mentre l'equazione di continuità al nodo 3 si riduce a una identità. L'equazione di moto nei vari tratti consente infine la determinazione di tutti i diametri.

Naturalmente le quote piezometriche nei nodi devono essere fissate in modo tale da consentire non solo un soddisfacente servizio, ma anche da permettere che il senso del deflusso nei vari tratti risulti effettivamente quello corrispondente ai valori di portata stabiliti a priori e a quelli determinati successivamente.

Se i vari tratti vengono suddivisi in due tronchi, uno con diametro commerciale maggiore e l'altro con diametro minore di quello teorico di calcolo, le quote piezometriche fissate ai nodi vengono perfettamente rispettate; se invece, come di consueto si opera, ai diametri teorici si sostituiscono quelli commerciali per gli interi tratti, sarà opportuno effettuare una successiva verifica della rete, per determinare le portate effettive nei diversi tratti e le quote piezometriche reali nei nodi.

Il metodo di calcolo descritto è abbastanza agevole e conduce rapidamente alla soluzione; presenta inoltre il vantaggio di stabilire a priori, in base alle esigenze di servizio, le quote piezometriche nei nodi. Inoltre, se i diametri determinati non appaiono adeguati in alcuni tratti, è possibile, data la rapidità del procedimento, fissare più serie di valori di partenza delle portate in m tratti e di quote piezometriche in n nodi e scegliere, tra le soluzioni trovate, quella preferibile dal punto di vista tecnico-economico.

È comunque chiaro che con il procedimento esposto si può a volte pervenire a una soluzione che si discosta in misura non trascurabile da quella più economica, la cui ricerca risulta, come si è detto, molto lunga e laboriosa, oltre che difficile, anche per le reti di tipo chiuso che si compongono di un numero di maglie assai ridotto.

11.21.4 Ricerca di una soluzione non molto discosta da quella più economica

Il metodo che viene esposto di seguito consente di accertare rapidamente in che misura la soluzione trovata si discosta da quella più economica e di ricercare quindi, se necessario, una diversa soluzione.

Si fissino a priori le portate in m tratti della rete della figura 11.25 (con m pari al numero delle maglie), scelti in modo che sia possibile determinare, mediante le equazioni di continuità ai nodi, le portate in tutti i tratti della rete, per cui questa

risulta scomposta in due parti (figura 11.26). Il nodo 1 di alimentazione sia, per ipotesi, quello di quota piezometrica nota; a questo punto si fissino le quote piezometriche solo nei nodi del tipo 5 e del tipo 6, che per la rete di sinistra della figura 11.26 possono essere considerati delle estremità libere.

La suddetta rete di sinistra risulta allora di tipo aperto, con portate note nei vari tratti e quote piezometriche note alle tre estremità 1, 5, 6; è perciò possibile determinare i diametri dei tratti di tale rete mediante il criterio di massima economia dettagliatamente illustrato nel capitolo 5 per le reti di adduzione esterna a gravità ramificate, metodo ripreso e applicato anche nell'esemplificazione riportata al termine del paragrafo 11.10.1. Le equazioni di economia nei nodi 8, 9, 10 assumono l'espressione (5.90) (che si semplifica quando è unico il materiale per tutta la rete, per cui le costanti a, b, ν, μ sono le stesse per tutti i tratti); tali equazioni, assieme a quelle di moto, consentono, mediante successive iterazioni di calcolo, di determinare i diametri dei tratti stessi e le quote piezometriche nei nodi 8, 9, 10.

A questo punto si passa alla rete di destra della figura 11.26, nella quale sono note le quote piezometriche nell'estremità 1 e nei nodi 5 e 6 (fissate in partenza), oltre alle portate di tutti tratti. Con l'equazione di moto si può subito calcolre il diametro D_{5-6} del tratto 5–6; mediante l'equazione di economia applicata al nodo 5, avendo presente che questo nodo collega, oltre che i tratti 5–6 e 5–4, anche il tratto 10–5 di diametro noto (perché già determinato) e che la portata in arrivo Q_{10-5} è anch'essa nota, è possibile determinare il diametro del tratto 5–4. Analogamente, con l'equazione di economia al nodo 6, che collega oltre che i tratti 5–6 e 6–7, anche il tratto 8–6 di diametro e portata noti, si può calcolare il diametro del tratto 6–7.

Con le equazioni di moto nei tratti 5–4 e 6–7 si calcolano allora le quote piezometriche Y_4 e Y_7 dei nodi 4 e 7 e quindi, sempre con le equazioni di moto, il diametro D_{4-7} del tratto 4–7. Con l'equazione di economia al nodo 4, si determina il diametro del tratto 4–3 e successivamente, con l'equazione di moto, la quota piezometrica Y_3 del nodo 3.

Con l'equazione di economia al nodo 7 si trova poi il diametro del tratto 2–7 e quindi, con l'equazione di moto la quota piezometrica Y_2 del nodo 2; infine, ancora con l'equazione di moto si calcolano i diametri D_{1-2} e D_{2-3} dei tratti 1–2 e 2–3. Questi diametri non soddisfano, in genere, le equazioni di economia nei nodi 3 e 2; è possibile però accertarsi in che misura tali equazioni risultano sbilanciate ed eventualmente ripetere tutti i calcoli, partendo da differenti valori di tentativo o delle portate negli m tratti o delle quote piezometriche nei nodi 5 e 6, finché le equazioni di economia nei nodi 2 e 3 non risultano verificate con l'approssimazione desiderata.

Poiché spesso non si riesce a valutare l'entità di un certo sbilanciamento delle equazioni di economia, si può anche procedere in maniera leggermente diversa: una volta determinato il diametro del tratto 2–7 con l'equazione di economia al nodo 7 e calcolata la quota piezometrica Y_2 del nodo 2 con l'equazione di moto nel tratto 2–7, si può trovare il diametro D_{2-3} del tratto 2–3 con l'equazione di economia al nodo 3 e quindi calcolare un altro valore di Y_2 mediante l'equazione di moto nel tratto 3–2; si può poi determinare, con l'equazione di economia nel nodo 2, il diametro D_{1-2} e quindi calcolare, con l'equazione di moto nel tratto

1–2, un terzo valore di Y_2. Assunto quindi per Y_2 un unico valore, intermedio ai tre valori determinati, si possono calcolare gli effettivi diametri da assegnare ai tratti 7–2, 2–3 e 1–2; l'entità dello scostamento tra la soluzione trovata e quella economica è in questo caso fornita sia direttamente dalle differenze tra i diametri nei tre tratti ricavati con le equazioni di economia e quelli da assegnare per avere l'unicità della quota piezometrica nel nodo 2, sia anche dalle differenze tra i tre valori di Y_2 trovati rispettando le equazioni di economia.

Si fa presente che a volte il procedimento esposto non porta ad alcuna possibile soluzione, come per esempio accade se nel nodo 2 si trovano quote piezometriche $Y_2 > Y_1$; in questi casi occorre ripetere il calcolo, fissando valori diversi delle portate o delle quote piezometriche per la rete di sinistra della figura 11.26.

11.22 Estensione dei metodi di risoluzione esposti alle reti di tipo misto

L'applicazione dei metodi di calcolo descritti può essere facilmente estesa alle reti di tipo misto. Infatti, come si è detto in precedenza e come si scorge immediatamente osservando la rete della figura 11.27, ottenuta mediante l'aggiunta di ramificazioni aperte alla rete di tipo chiuso della figura 11.25, essendo note le portate nei tratti aventi estremi liberi, sono immediatamente deducibili le portate in tutti gli altri tratti delle ramificazioni mediante le equazioni di continuità ai nodi, per cui le nuove incognite che si introducono con l'aggiunta di tali appendici sono i diametri dei nuovi tratti e le quote piezometriche degli ulteriori nodi e delle estremità libere; nel problema di progetto, però, le quote piezometriche di tali estremità vengono fissate a priori e sono perciò da ritenersi note.

Le ulteriori equazioni disponibili sono quelle di moto nei vari tratti delle ramificazioni, per cui, in definitiva, le incognite in eccesso introdotte sono le quote piezometriche dei nuovi nodi. Se si segue quindi il procedimento di calcolo esposto nel paragrafo 11.21.3, occorrerà fissare a priori, oltre alle quote dei nodi della rete di partenza di tipo chiuso, anche le quote dei nodi delle ramificazioni (nodi 11, 14, 16 della figura 11.27), in aggiunta, anche in questo caso, alle portate in un numero m di tratti pari a quello delle maglie, scelti in modo tale che le equazioni di continuità ai nodi permettano di conoscere preventivamente le portate in tutti i tratti della rete.

Se si procede come nel caso di risoluzione della rete della figura 11.25, fissando nella rete della figura 11.27 le portate nei tratti 8–6, 10–5, 4–5 e 2–3, tale rete risulta scomposta nelle due reti della figura 11.28, nelle quali sono facilmente ricavabili le portate in tutti i tratti e, avendo fissato le quote piezometriche nei nodi, sono deducibili i diametri dei tratti stessi mediante le equazioni di moto.

Volendo invece procedere alla soluzione con lo stesso metodo del paragrafo 21.4, basta stabilire a priori, oltre alle m portate, le quote piezometriche solo nei nodi 5 e 6 e determinare i diametri dei vari tratti delle due reti della figura 11.28 mediante i criteri di economia, procedendo allo stesso modo visto per le due reti della figura 11.26. In questo caso, per il calcolo della rete di sinistra della figura 11.28, occorre utilizzare anche l'equazione di economia nel nodo 11 e per il calcolo di quella di destra le equazioni di economia anche nei nodi 14 e 16.

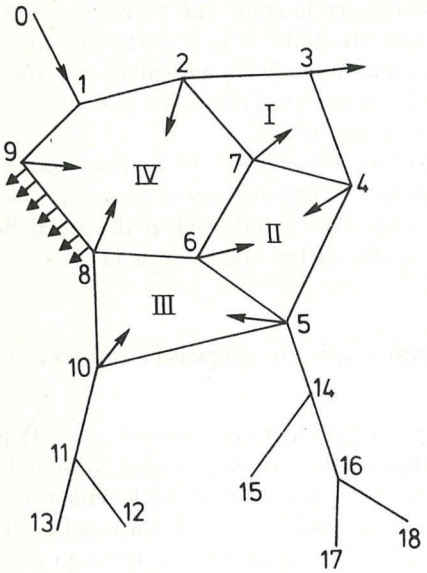


Fig. 11.27 Schema di calcolo di una rete di tipo aperto.

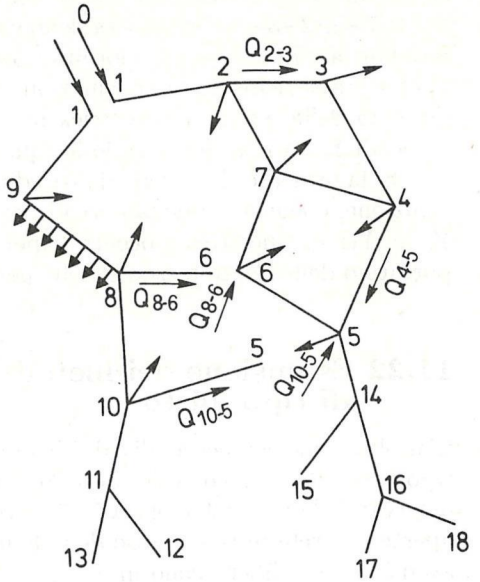


Fig. 11.28 Scomposizione della rete della figura 11.27 in due reti, di cui una di tipo aperto.

Esemplificazione numerica

Si abbia la rete di distribuzione urbana con serbatoio di testata della figura 11.29 costituita da tubi di acciaio non saldati, con rivestimento interno bituminoso a spessore.

La portata uscente dal serbatoio nell'ora di punta è $Q_h = 845$ l/s e serve un centro abitato di circa 90 000 abitanti con una dotazione idrica di 325 l/d x ab. e un coefficiente di punta orario $\alpha_h = 2{,}5$.

La rete è costituita da un anello 1—2—3—4—5—6 che non fa servizio lungo il percorso, ma solo ai nodi, alimentando sia verso l'interno che verso l'esterno una serie di tronchi collegati fra di loro, così da formare una serie di maglie chiuse; solo le appendici che hanno origine dai nodi 2 e 6, dirette verso l'esterno, sono del tipo ramificato. Tutti questi tronchi alimentano le condotte distributrici e in alcuni casi servono direttamente le utenze, per cui si può ritenere che facciano un servizio uniforme lungo il percorso, distribuendo delle portate che è possibile determinare in base alle zone di competenza stabilite per i tronchi stessi e quindi in base al numero degli abitanti serviti. Le condotte distributrici non sono rappresentate nella schematizzazione della rete, per i motivi più volte detti in precedenza.

La rete è formata da 8 maglie e da 25 nodi (di cui 7 sono estremità libere) e da 32 tratti. Nella tabella 11.8 sono riportate le portate Q_d distribuite e le lunghezze L dei tratti (il tronco di avvicinamento dal serbatoio alla rete è costituito da due tubazioni in parallelo).

Tenendo conto anche delle perdite di carico nelle condotte distributrici, le quote piezome-

triche minime da rispettare alle estremità libere della rete e nei nodi periferici 12, 13, 14 per soddisfare il servizio devono avere i valori riportati nella tabella 11.8; per tutti i nodi dell'anello 1—2—3—4—5—6 e per quelli più interni (7—8—9—10—11) la quota piezometrica non deve essere inferiore a 89,00 m.

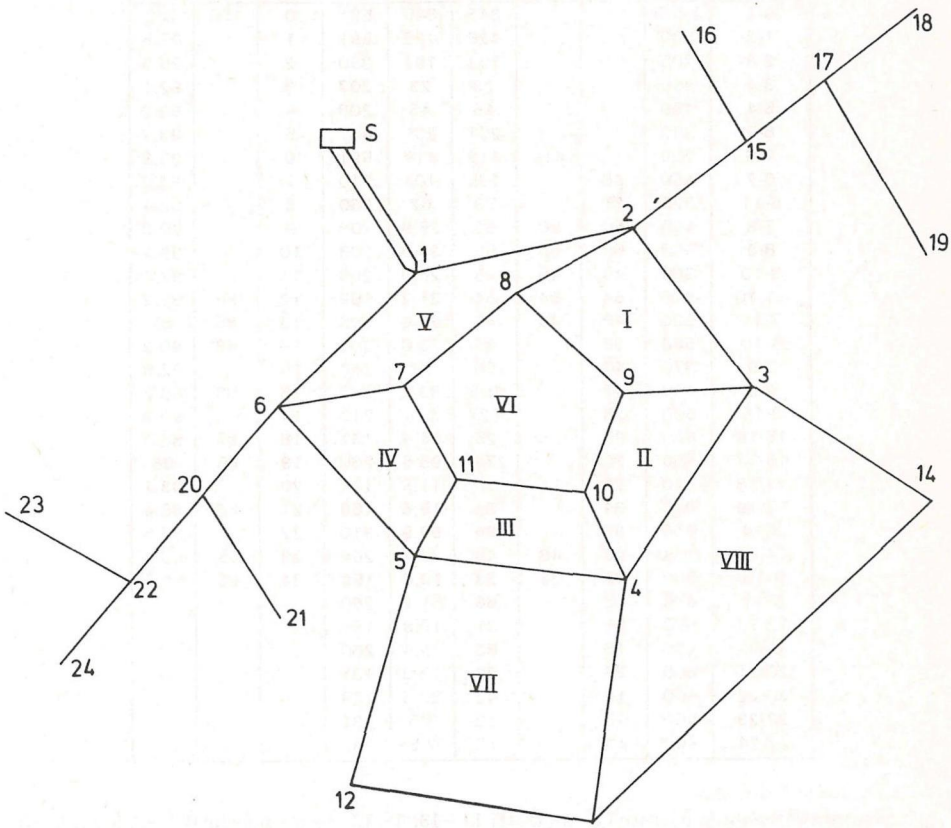


Fig. 11.29 Schema della rete dell'esemplificazione numerica.

Per la risoluzione della rete mediante il metodo del paragrafo 11.21.3, cioè con l'introduzione di vincoli idraulici che rendono determinato il problema, si può procedere nel modo seguente. Per conoscere innanzi tutto la distribuzione delle portate in tutta la rete, è necessario fissare a priori la portata in un numero di tratti opportunamente scelti, pari al numero m delle maglie, quindi in 8 tratti (le portate in tutti i tratti delle appendici ramificate sono immediatamente deducibili

mediante le equazioni di continuità ai nodi delle appendici stesse, essendo note le portate nei tronchi con un'estremità libera).

Tab. 11.8 Esempio di dimensionamento della rete della figura 11.29

Tratto	L (m)	Qd (l/s)	Q' (l/s)	Q (l/s)	Qeq (l/s)	Di (mm)	Nodi	Y (m) fissati	Y (m) deter.
0-1	1000			845	845	591	0	100	100
1-2	800			426	426	591	1		97.5
2-3	700			194	194	390	2		95.5
3-4	950			23	23	207	3		92.1
5-4	460			46	46	208	4		90.2
6-5	750			201	201	441	5		93.7
1-6	700		419	419	419	591	6		95.8
6-7	450	40		135	104	310	7		93.6
5-11	320	35		89	62	260	8		92.4
7-8	400	50	50	50	28.9	208	9		90.3
8-9	500	59	59	58	33.5	208	10		89.3
9-10	380	45	45	45	26,0	208	11		92.4
11-10	210	54	54	54	31.2	159	12	90	91.2
7-11	500	45	45	45	26,0	208	13	86	87
4-10	580	36		36	20.8	208	14	88	90.2
3-9	370	40		85	67	260	15		92.5
2-8	400	47		105	83.8	260	16	88	88.2
2-15	500	28		127	115	310	17		90.7
15-16	480	25		25	14.4	131	18	87	88.3
15-17	380	20		74	95.5	260	19	85	86
17-18	420	20		20	11.5	131	20		93.1
17-19	800	34		34	19.6	159	21	88	88.4
3-14	860	38		86	69.9	310	22		87.5
14-13	1150	48	48	48	27.7	208	23	85	86.4
4-13	580	33	33	33	19,0	159	24	85	86.3
5-12	880	35		66	51.2	260			
12-13	850	31		31	17.9	159			
6-20	420	18		83	75.4	260			
20-21	600	23		23	13.3	131			
20-22	400	16		42	30.3	159			
22-23	450	13		13	7.5	131			
22-24	500	13		13	7.5	131			

Sono state fissate le portate Q' nei tratti 14—13, 4—13, 1—6 e nei tratti 7—8, 8—9, 9—10, 10—11 e 7—11 dell'anello più interno, col criterio che la portata in arrivo dal serbatoio si suddivida in due parti pressoché uguali nei tratti 1—2 e 1—6 dell'anello esterno e che i punti di inversione lungo i vari tratti della rete coincidano esattamente con dei nodi, in modo da semplificare i calcoli; ciò è stato ottenuto fissando per i tratti in precedenza indicati (a parte il tratto 1—6) valori di portata esattamente pari a quelli distribuiti dai tratti stessi.

Mediante l'equazione di continuità applicata ai successivi nodi, partendo da quelli dell'anello più interno, sono stati ricavati i valori di portata Q indicati nella tabella 11.8; il senso di ciascuna portata è quello che va dal primo al secondo nodo con cui nella tabella vengono individuati i tratti della rete. Tali portate sono quelle che si hanno all'inizio di ciascun tratto; al termine del tratto le portate, a seguito della distribuzione lungo il percorso, assumono un valore diverso (risultano ovviamente nulle negli 8 tratti in cui sono state fissate a priori le portate Q'). Sempre

nella tabella 11.8 sono poi riportate le portate equivalenti Q_{eq} di tutti i tratti, calcolate mediante la (11.15).

L'equazione di moto adoperada è la (5.21$'''$) (che deriva dalla (5.18) per un coefficiente β calcolato con la (5.21), con $K = 110\ \mathrm{m}^{1/3}\ \mathrm{s}^{-1}$:

$$J = 0,00085\, Q^2\, D^{-5,333}$$

I diametri dei diversi tronchi sono stati determinati con la suddetta formula, procedendo nella seguente maniera: sono state fissate delle quote piezometriche di tentativo nei nodi della rete, compatibili con il senso del deflusso nei vari tratti e con le quote minime da rispettare per le esigenze del servizio, ricavando così i valori dei diametri teorici dei tratti stessi; a questo punto si è passati, mediante affinamenti di calcolo, a una soluzione con diametri commerciali, che desse luogo a variazioni contenute delle quote dei nodi e delle estremità libere, rispettando sempre le quote minime necessarie a soddisfare il servizio. Naturalmente, scegliendo i diametri nell'ambito di quelli commerciali, risulta praticamente impossibile ottenere l'unicità delle quote piezometriche ai nodi con le portate in precedenza determinate, per cui, per trovare le effettive portate circolanti e le effettive quote nei nodi, risulta necessario procedere alla verifica della rete con i diametri assegnati; in questo caso, dopo alcuni tentativi, si è pervenuti a una soluzione che, con i diametri commerciali indicati nella tabella 11.8 e con le portate nei vari tratti in precedenza determinate, fornisce le quote piezometriche ai nodi riportate nella tabella 11.8, con un'approsimazione di 0,05 m, perciò senz'altro accettabile, per cui non è necessario procedere alla verifica della rete.

È da notare che il rispetto delle portate stabilite ha comportato per il tratto 10−11 l'assegnazione di un diametro piuttosto piccolo, per cui la velocità risulta un po' elevata nella parte iniziale del tratto stesso, dove la portata è maggiore; naturalmente in tale tratto si potrebbe prevedere il diametro di 207,9 mm, che altererebbe lievemente la distribuzione delle portate e le quote piezometriche ai nodi, migliorando però le condizioni del servizio.

Si osserva che la soluzione trovata prevede per l'anello 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 un diametro che va diminuendo nei successivi tratti al diminuire della portata degli stessi, passando da un DN 600 mm nei tronchi 1−2 e 1−6 a un DN 200 mm nei tronchi 3−4 e 5−4, collegati al nodo 4 di inversione. Ciò però non comporta gravi inconvenienti per il servizio in caso di interruzione di un tronco, in quanto, per la presenza delle maglie multiple, la portata può giungere in un punto della rete secondo vari percorsi alternativi; tuttavia, solo la verifica per tale situazione può permettere di stabilire in che misura la soluzione trovata risulta, in caso di interruzione di un tronco, meno efficiente rispetto a una soluzione che preveda un anello principale a diametro costante.

Si passa ora a illustrare l'applicazione del metodo del paragrafo 11.21.4, senza però passare alla soluzione numerica. Scomposta la rete della figura 11.29 nelle due reti della figura 11.30, si fissino in m tratti gli stessi valori di portata stabiliti per l'applicazione del precedente metodo di risoluzione; si ricavano perciò le stesse portate in precedenza trovate e riportate nella tabella 11.8 anche per tutti gli altri tratti della rete. Vengono quindi stabilite le quote piezometriche non più in tutti i nodi della rete, ma solo nei nodi 7, 10, 11, 13 dove si sono operate delle sconnessioni fittizie; inoltre le due reti hanno la stessa quota piezometrica nel nodo 1 in comune, oltre che nell'estremo libero 0 (il tratto 0−1 è costituito da due tubazioni di ugual diametro, ciascuna percorsa dalla portata $Q_h/2$).

La rete di sinistra è del tipo ramificato con portate nei tratti e quote piezometriche agli estremi liberi tutte note e i diametri economici possono quindi essere determinati con i metodi

iterativi illustrati nel capitolo 5, associando alle equazioni di moto le equazioni di economia nei nodi 6, 20, 22, 5, 12, 4.

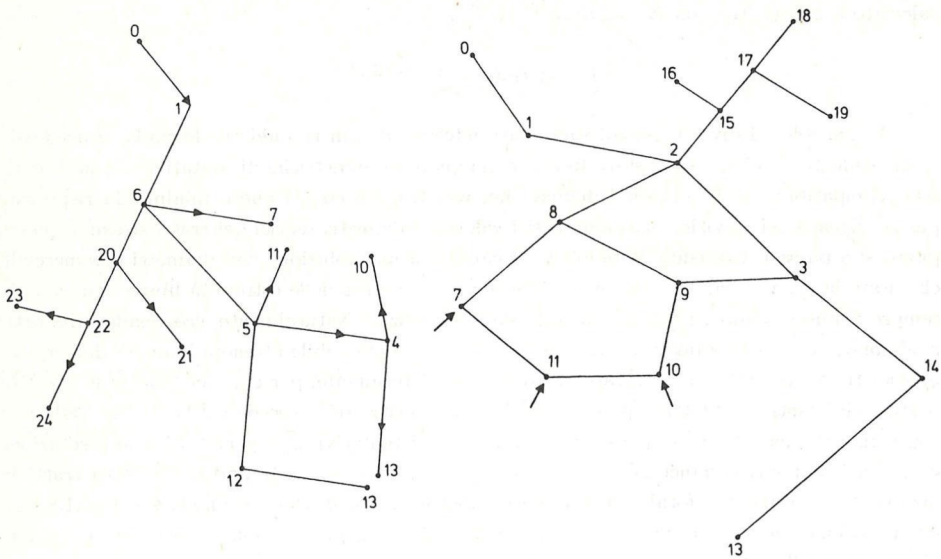


Fig. 11.30 Scomposizione della rete della figura 11.29 in due reti.

Per la rete di destra si può procedere nel modo seguente. Essendo note le quote piezometriche dei nodi 7, 11, 10 si determinano, con l'equazione di moto, i diametri dei tratti 7—11 e 11—10; si può allora apprezzare in che misura risulta sbilanciata l'equazione di economia nel nodo 11 che collega i tratti 7—11, 11—10 e 5—11, tutti con portate e diametri noti.

Successivamente, con le equazioni di economia nei nodi 7 e 10 si determinano i diametri nei tratti 7—8 e 10—9 e quindi con l'equazione di moto si calcolano le quote piezometriche dei nodi 8 e 9; ancora con l'equazione di moto si determina il diametro del tratto 8—9. Con le equazioni di economia nei nodi 8 e 9 si calcolano i diametri dei tratti 8—2 e 9—3 e quindi, con l'equazione di moto, si perviene alle quote piezometriche dei nodi 2 e 3 e successivamente al diametro del tratto 2—3.

Con l'equazione di economia al nodo 3 si calcola il diametro del tratto 3—14 e quindi con l'equazione di moto si determina prima la quota piezometrica del nodo 14 e poi il diametro del tratto 14—13, per cui è possibile valutare in che misura risulta sbilanciata l'equazione di economia nel nodo 14.

Si passa poi all'appendice ramificata che si diparte dal nodo 2: essendo note le quote piezometriche in tale nodo e negli estremi liberi 16, 18, 19, si possono determinare, per tentativi, i diametri economici di tutti i tratti della ramificazione a valle del nodo 2. Essendo inoltre noti il diametro del tratto 0—1 e la quota piezometrica del nodo 1, che devono avere gli stessi valori trovati per la rete di sinistra già risolta, con l'equazione di moto si determina il diametro del tratto 1—2 e si può perciò valutare in che misura risultano sbilanciate le equazioni di economia nei nodi 1 e 2.

Per stimare l'entità dello sbilanciamento dell'equazione di economia in un nodo, che collega

t tratti di diametro noto, è consigliabile assumere come assegnati i diametri di $(t-1)$ tratti e determinare il diametro dell'ultimo tratto con l'equazione di economia al nodo; si può così verificare la differenza tra tale diametro e quello noto dell'ultimo tratto.

Nel caso in esame, l'equazione di economia può risultare sbilanciata, come si è visto, nei nodi 11, 14, 2, 1; se l'entità degli sbilanciamenti è elevata, si può effettuare qualche altro tentativo, partendo da una diversa distribuzione delle portate nella rete di partenza o da quote piezometriche un po' diverse (sempre nei limiti del rispetto delle esigenze del servizio) nei nodi 7, 10, 11, 13 ed effettuando un nuovo dimensionamento delle due reti della figura 11.30. In genere, però, con la soluzione trovata il costo della rete non si discosta in misura sensibile da quello che si ha con la soluzione più economica, in quanto l'equazione di economia risulta rigorosamente soddisfatta in 14 dei 18 nodi presenti; la limitazione di dover impiegare i diametri commerciali riduce, inoltre, le differenze di costo tra la soluzione trovata e quella più economica.

Nell'esempio considerato la soluzione economica della rete di sinistra della figura 11.30 comporterebbe per i tratti 0—1 e 1—6 diametri teorici minori di 591 mm, tuttavia in pratica bisogna prevedere tale diametro, in quanto con quello commerciale immediatamente inferiore si avrebbero perdite di carico che non consentirebbero di rispettare le quote piezometriche minime richieste alle estremità della rete e nei nodi. Non bisogna inoltre dimenticare che, come si è visto nel paragrafo 11.21, la soluzione economica conduce spesso a inconvenienti, per cui è necessario introdurre degli adattamenti che riducono ancora l'effettiva economia realizzabile.

11.23 Schematizzazione delle reti di tipo chiuso e di tipo misto come reti con anello principale

Nelle reti di tipo chiuso o di tipo misto si può sempre individuare un percorso principale, costituito da una maglia chiusa (anello principale), formata da un certo numero di tratti ai quali viene assegnato lo stesso diametro D maggiore dei diametri di tutti gli altri tratti. Per il suddetto anello principale si può prevedere un servizio solo ai nodi, dai quali vengono alimentati tutti gli altri tratti della rete (condotte secondarie), che servono le utenze o direttamente o tramite le condotte distributrici.

Con questa schematizzazione la rete viene ricondotta a una rete ad anello principale dettagliatamente descritta nel paragrafo 11.14 e può quindi essere dimensionata con il criterio di economia illustrato nel suddetto paragrafo. Per fare tale schematizzazione è necessario sconnettere tutte le maglie chiuse (tranne quella che costituisce l'anello principale), mediante una serie di tagli fittizi nelle cui posizioni bisogna fissare la quota piezometrica necessaria ad assicurare il servizio; occorre, inoltre, imporre che i punti di inversione del flusso coincidano con le posizioni dei tagli, in modo che risultino note a priori tutte le portate in arrivo e in uscita dall'anello principale.

Poiché l'anello viene per ipotesi realizzato con diametro D costante, è possibile determinare le portate che in esso circolano prima di conoscerne il diametro, mediante uno dei metodi visti nei paragrafi 11.18.1 e 11.18.2. Una volta calcolate tali portate, essendo state fissate le quote piezometriche in tutte le estremità libere (gli estremi liberi sono non solo quelli della rete di partenza, ma anche i punti in cui sono stati effettuati i tagli fittizi imponendo la quota piezometrica), la rete risulta ricondotta al tipo descritto al paragrafo 11.14, per cui possono essere facilmente calcolati il diametro D dell'anello e i diametri d_i di tutti gli altri tratti.

Per esempio, la rete della figura 11.29 viene ricondotta alla rete ad anello principale 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 della figura 11.31, effettuando dei tagli nelle posizioni A, B, C, D, E, F, G, dove viene imposta l'unicità delle quote piezometriche e l'inversione del senso del flusso, per cui risultano note a priori le portate in uscita da tutti i nodi dell'anello.

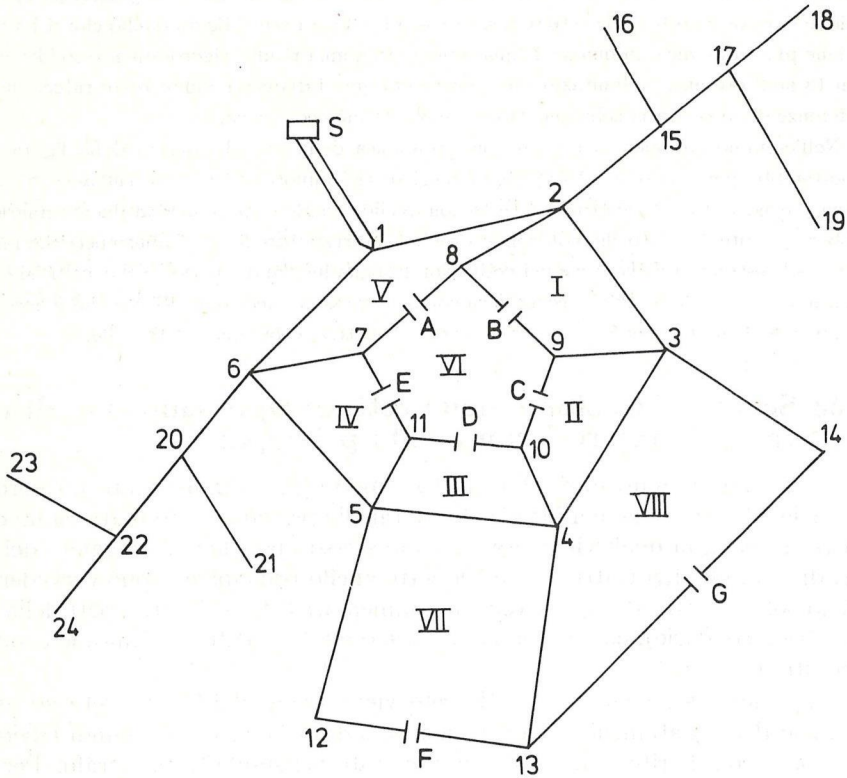


Fig. 11.31 Schematizzazione della rete della figura 11.29 come rete ad anello principale.

Per quanto riguarda la scelta delle posizioni dei tagli, vale, come criterio di primo orientamento, quanto detto a proposito dei tagli lungo le condotte distributrici: che cioè ciascun punto della rete venga alimentato secondo il senso del minor percorso idraulico.

11.24 Altri tipi di reti di distribuzione

Esistono, oltre a quelli considerati, vari altri tipi di reti di distribuzione urbana, alcuni dei quali vengono di seguito descritti.

Nei centri pianeggianti, che utilizzano per l'approvvigionamento idrico acque di falda captate mediante pozzi e che hanno alle spalle una zona collinare dove è possibile ubicare un serbatoio del tipo seminterrato, spesso, per motivi economici, si realizza una rete di distribuzione a sollevamento meccanico, avente le seguenti caratteristiche: una condotta a sollevamento collega la stazione di pompaggio con il serbatoio e alimenta una serie di tubazioni secondarie variamente collegate fra loro, dalle quali si dipartono le condotte distributrici, cui sono allacciate le utenze.

Nei periodi in cui la richiesta idrica della rete risulta inferiore alla portata sollevata, il serbatoio va riempendosi, contribuendo poi a soddisfare i consumi delle utenze quando questi sono maggiori della portata proveniente dai pozzi. Si tratta in sostanza di una rete con serbatoio di estremità, avente la peculiarità di essere alimentata a sollevamento meccanico dall'altro estremo.

La distribuzione a sollevamento non rappresenta certo una soluzione ideale dal punto di vista tecnico, essendo tutta la rete soggetta a notevoli cimenti, per effetto delle inevitabili oscillazioni di carico da colpo d'ariete dovute all'attacco e all'arresto improvviso di alcune o di tutte le pompe della stazione di pompaggio. I sistemi di protezione dal colpo d'ariete visti nel capitolo 10 (camere d'aria, volani ecc.), riescono solo in parte ad attenuare il suddetto inconveniente, ma non risultano in genere sufficienti a contenere le oscillazioni di carico nel generico punto della rete entro i limiti riportati nel paragrafo 11.6.

D'altra parte, per poter far funzionare a gravità il tipo di rete descritto, occorrerebbe realizzare, subito a valle della stazione di sollevamento, o un serbatoio di testata di tipo pensile o una torre piezometrica, lasciando, in questa seconda ipotesi, il serbatoio di estremità; oppure dovrebbe essere realizzato un doppio tratto stazione di sollevamento–serbatoio: uno funzionante a sollevamento e privo di derivazioni e il secondo funzionante a gravità, che alimenta tutte le condotte della rete di distribuzione; per evitare queste soluzioni, che sono molto più costose, anche se tecnicamente preferibili, a volte viene preferita la rete di distribuzione a sollevamento meccanico.

Altri tipi di rete, simili a quello descritto, sono costituiti da una rete di distribuzione alimentata dalle portate emunte da una serie di pozzi, non accorpati in batteria ma distribuiti lungo la periferia urbana. In alcuni casi, per far fronte alla carenza idrica, i pozzi sono ubicati anche all'interno del centro abitato; tale situazione è però da considerare a carattere precario e quindi da modificare non appena possibile, in quanto questi pozzi risultano molto facilmente vulnerabili dal lato igienico.

Altre reti di distribuzione sono caratterizzate dal fatto che il serbatoio è ubicato all'interno del centro abitato e non in posizione periferica; ciò in genere accade per quelle città che si sono nel tempo sviluppate intorno a un originario centro storico che sorgeva nella zona altimetricamente più elevata del territorio, zona che è quindi l'unica dove è possibile realizzare un serbatoio del tipo interrato o seminterrato. In questo caso si riesce in genere a ottenere una certa economia nella realizzazione della rete di distribuzione; infatti quella parte della città che si trova sul versante attraversato dalla condotta adduttrice può essere dotata di una rete direttamente alimentata dall'adduttrice stessa, mentre il serbatoio serve la rete della zona dell'abitato che sorge sul versante opposto (figura 11.32).

Lo schema idraulico della rete è lo stesso di quello rappresentato nella figura

11.8, relativo a un centro abitato suddiviso in due zone servite da reti indipendenti, con il serbatoio della seconda zona alimentato dalla rete della prima zona: l'unica differenza sta nel fatto che la rete di sinistra della figura 11.32 è priva di serbatoio di compenso.

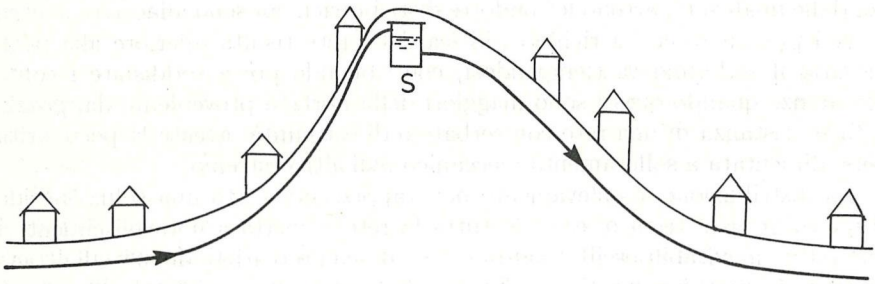


Fig. 11.32 Esempio di rete di distribuzione con serbatoio all'interno del centro abitato.

Come è stato dettagliatamente illustrato nel paragrafo 11.5, i serbatoi delle due zone della figura 11.8 devono avere nel complesso una capacità di compenso pari a quella che, a parità di portata in arrivo dall'adduttrice, sarebbe stata necessaria nel caso di un unico serbatoio a servizio dell'intero centro abitato. Nel suddetto paragrafo si è visto che, rispettando tale condizione, le capacità dei due serbatoi possono essere comunque scelte: la soluzione più economica si ottiene non realizzando il serbatoio della prima zona e assegnando tutta la capacità occorrente al serbatoio della seconda zona. Con tale soluzione, gli schemi idraulici delle reti delle figure 11.8 e 11.32 risultano identici; perciò al serbatoio della figura 11.32 occorre assegnare la capacità di compenso che, con la portata $\varphi \bar{Q}$ in arrivo dall'adduttrice, è necessaria per l'intero centro abitato e non solamente per la zona che si trova a valle del serbatoio stesso.

11.25 Apparecchiature ed esercizio delle reti di distribuzione

Le reti di distribuzione sono dotate delle apparecchiture idrauliche e di tutti i dispositivi illustrati nel capitolo 6; mancano solo gli sfiati, in quanto lo spurgo dell'aria che si accumula all'interno della rete avviene attraverso i rubinetti di erogazione delle utenze, che si trovano in posizione più elevata rispetto alla rete stessa. Abbondano, invece, le valvole e le saracinesche di intercettazione e di regolazione, necessarie sia per poter sezionare opportunamente la rete che per gestire meglio il funzionamento della stessa, variando a piacimento le condizioni di esercizio.

Per quanto riguarda la gestione del servizio, occorre fare alcune considerazioni. Nei casi in cui la portata che è possibile immettere nella rete, pur essendo inferiore a quella richiesta nell'ora di punta, è uguale o maggiore di quella media del giorno di massimo consumo, non risulta opportuno effettuare particolari interventi per

regolare il servizio, tranne quello di ridurre la pressione di esercizio nelle zone dove questa risulta più elevata rispetto ai valori medi del centro servito.

Così facendo, nelle ore di massimo consumo annuo la richiesta idrica risulta soddisfatta solo parzialmente (o non risulta per nulla soddisfatta) nei piani più elevati delle costruzioni e, in generale, nelle zone dove la linea piezometrica sul piano stradale risulta più bassa. Tuttavia la disponibilità di una portata uguale o superiore a quella media del giorno di massimo consumo consente agli utenti serviti in modo insoddisfacente di poter ovviare alla situazione, realizzando dei piccoli serbatoi di accumulo, che alimentano le reti interne nelle ore più critiche della giornata; in genere questi serbatoi vengono realizzati al piano terreno degli edifici e le reti interne vengono alimentate mediante impianti di autoclave.

Quando, invece, durante l'intero anno o per lunghi periodi i quantitativi d'acqua che è possibile immettere nella rete sono nettamente insufficienti rispetto ai fabbisogni, risulta inevitabile il dover ricorrere a una turnazione del servizio nelle varie zone nell'arco della giornata, altrimenti il soddisfacimento della richiesta idrica non sarebbe penalizzato in ugual misura in tutto il centro abitato, ma le zone in posizione più sfavorevole sarebbero quasi sempre pressoché completamente prive d'acqua.

Attualmente esistono dei centri abitati dell'Italia meridionale e insulare dove la disponibilità idrica è così ridotta da costringere addiritura a una distribuzione nelle diverse zone con turni a giorni alterni o addiritura meno frequenti.

La turnazione del servizio, anche nell'arco della giornata, può provocare gravi inconvenienti dal punto di vista igienico e va perciò considerata come una situazione di emergenza da superare con un potenziamento delle opere acquedottistiche esistenti e con una rapida ricerca di nuove risorse idriche da utilizzare, anche se i costi risultano molto elevati.

Gli inconvenienti della turnazione derivano dal fatto che una parte della rete va soggetta a vuotamento, con ingresso d'aria e con pressione che in alcuni tratti può risultare inferiore a quella atmosferica, per cui la cattiva tenuta di qualche giunto o la rottura delle tubazioni in alcuni punti possono provocare l'ingresso nella rete di sostanze inquinanti dall'esterno. In questi casi si richiedono quindi controlli continui e molto più severi della qualità dell'acqua, non solo al serbatoio, ma anche in vari punti della rete (meglio se si ricorre a un monitoraggio continuo), in modo da poter sospendere tempestivamente il servizio in caso di inquinamento.

Per ottenere una gestione soddisfacente del servizio di distribuzione è consigliabile, quanto meno per i centri abitati di una certa importanza, realizzare sistemi di telecontrollo più o meno sofisticati, per i quali si rimanda al capitolo 13.

11.25.1 Le prese per le utenze

Le prese delle utenze vengono realizzate quando la rete è già stata costruita e spesso quando è già in esercizio; possono essere fatte sia vuotando la tubazione che con la tubazione in carico. Se si procede al vuotamento, la presa viene realizzata facendo aderire alla tubazione un collare metallico con guarnizione di tenuta, sostenuto da una staffa e munito di un attacco filettato con giunto a bicchiere o a flangia; con un apposito apparecchio si fora quindi la condotta dell'acquedotto, che viene poi collegata con la tubazione di presa.

Lungo tale tubazione, a monte del contatore dell'utenza, viene inserito un ru-

binetto che può essere manovrato con un'apposita chiave da un pozzetto stradale munito di chiusino, il quale ha la funzione di poter separare, in caso di necessità, l'utenza dall'acquedotto (figura 11.33).

Al posto del collare si può far aderire alla tubazione, prima di forarla, un manicotto o di ghisa, per conferire alla presa resistenza e garanzia di tenuta più elevate (figura 11.34).

Quando la presa viene realizzata con l'acquedotto in carico al fine di non interrompere il servizio, il foro della tubazione viene effettuato mediante la punta di un apposito apparecchio, che deve essere introdotta a tenuta nel collare o nel manicotto di presa. Eseguito il foro e ritratta la punta, si chiude il rubinetto di presa, che viene riaperto dopo aver completato l'allacciamento (figura 11.35).

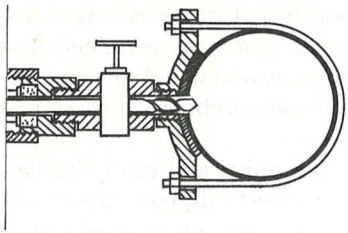


Fig. 11.33 Presa per utenza realizzata vuotando la tubazione mediante un collare metallico con guarnizione di tenuta.

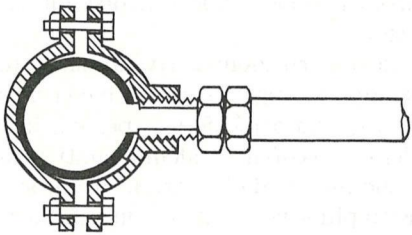


Fig. 11.34 Presa per utenza realizzata vuotando la tubazione mediante un manicotto di ghisa.

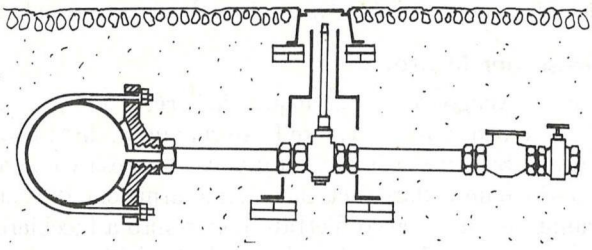


Fig. 11.35 Esempio di presa realizzata con la tubazione in carico.

11.25.2 Gli idranti antincendio

Gli idranti vengono installati sia lungo le strade, a distanza indicata da apposite normative, che all'interno degli edifici. Sono di due tipi: idranti soprasuolo (idranti a colonna) e idranti sottosuolo.

I primi vengono installati all'interno degli edifici, mentre lungo le strade sono in genere preferiti i secondi, per non creare intralci al traffico. Per poter effettuare la manutenzione dell'idrante, tra questo e la tubazione dell'acquedotto si interpone una saracinesca di intercettazione.

Gli idranti hanno diametro nominale DN variabile da 40 a 70 mm a seconda della portata che si vuole utilizzare e quindi anche della pressione dell'acquedotto; le bocchette di presa hanno in genere attacchi del tipo a baionetta per gli idranti sottosuolo e attacchi a vite per quelli soprasuolo.

Gli idranti sono dotati di uno scarico automatico, realizzato mediante un foro situato nella parte inferiore della colonna, che si apre automaticamente quando si chiude la bocca di presa, permettendo lo svuotamento dell'apparecchio, in modo da evitare il pericolo del gelo per gli idranti installati all'esterno.

Nelle figure 11.36 e 11.37 sono rappresentati gli schemi di installazione dei due tipi di idranti descritti e nella figura 11.38 il particolare di un idrante per sottosuolo.

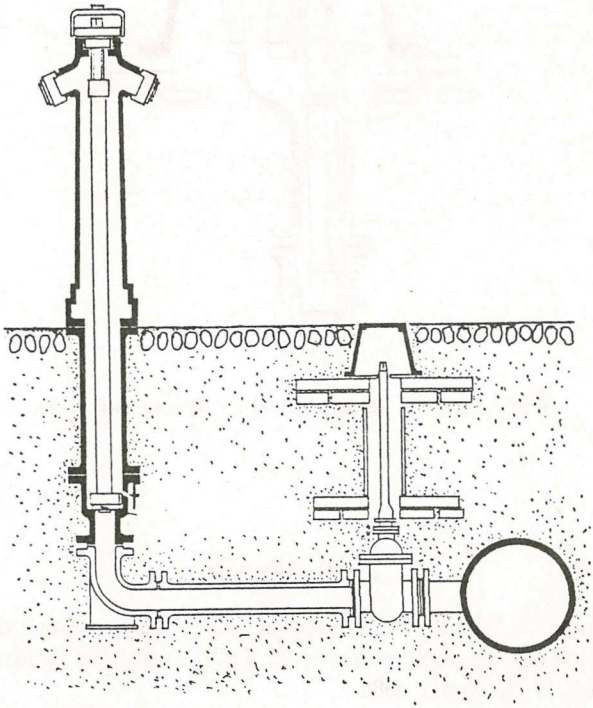


Fig. 11.36 Esempio di idrante a colonna (soprasuolo).

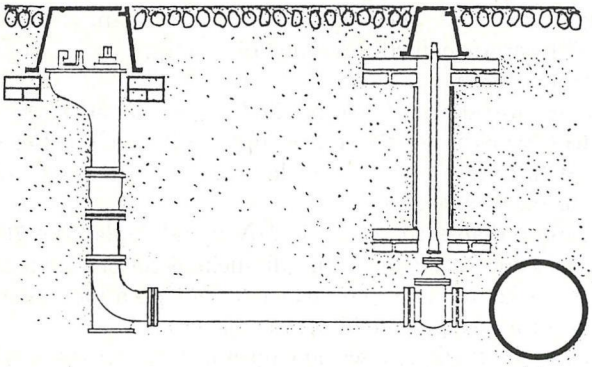


Fig. 11.37 Esempio di installazione di un idrante sottosuolo.

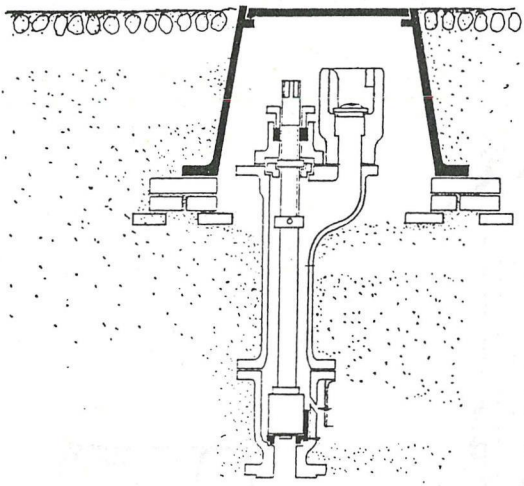


Fig. 11.38 Particolare di un idrante sottosuolo.

Bibliografia

Aiello E., Calenda G., Masullo C., Petaccia A., "Ottimizzazione delle reti di condotte in pressione a maglie chiuse", in *XVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Bologna 1982.

Arredi F., *Costruzioni Idrauliche*, vol.II, UTET, Torino 1972.

Arredi F., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1982.

Artina S., "Sul dimensionamento di reti idrauliche secondo il criterio di minimo costo", in *Il Giornale del Genio Civile*, n. 1–2–3, 1985.

Artina S., Todini E., "Sulla convergenza dei metodi di verifica delle reti di distribuzione idrica a maglie", in *Idrotecnica*, n. 4, 1990.

Calomino F., Veltri P., "Un procedimento di calcolo automatico per la verifica delle reti idrauliche in pressione a portate incognite in ingresso e in uscita", in *XVII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Palermo 1980.

Cao C., "Sulla convergenza del metodo di Cross", in *VIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Pisa 1963.

Curto G., Cusimano M., Nobili G., "Un nuovo procedimento di calcolo automatico per la verifica delle reti idrauliche in pressione", in *XV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Roma 1976.

Ferreri G. B., Napoli E., Tunbiolo A., "La calibrazione delle scabrezze nelle reti di distribuzione idrica", in *XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Napoli 1994.

Franzetti S., Contro R., "Verifica delle reti idrauliche in pressione mediante programmazione non lineare", in *XVII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Palermo 1980.

Gallerano F., Misiti A., "Dimensionamento ottimale di reti chiuse a servizio di differenti regimi della domanda", in *XVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Bologna 1982.

Iannelli G., "Elementi e dati per il proporzionamento delle reti di distribuzione", in *Ingegneria sanitaria*, n. 4, 1967.

Lombardo G., *Lezioni sul calcolo degli acquedotti*, Pubblicazioni scientifiche di Ingegneria, Genova, 1963.

Mantica I., Ribighini G., Savini F., "Problemi di verifica per reti idrauliche a maglie chiuse. Confronto fra metodi", in *Idrotecnica*, n. 2, 1992.

Marchetti M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, Tamburini, Milano 1947.

Marchi E., Rubatta A., *Meccanica dei Fluidi*, UTET, Torino 1981.

Mignosa P., "Sui problemi di verifica delle reti di distribuzione idrica complesse", in *Idrotecnica*, n. 6, 1987.

Milano V., Sassoli F., "Sul calcolo di economia di un particolare tipo di rete di distribuzione urbana ad anello", in *Giornale del Genio Civile*, n. 1-2, 1973.

Petaccia A., "Verifica delle reti idrauliche interconnesse mediante il metodo del bilanciamento delle portate", in *XXI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, L'Aquila 1988.

Pianese D., Villani P., "Verifica di affidabilità delle reti idriche in pressione (parte I e parte II)", in *XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Napoli 1994.

Quignones R., "Sulla verifica delle reti idrauliche di distribuzione", in *Atti Accademia di Scienze, Lettere e Arti di Palermo*, 1976.

Ruggiero C., "Sul calcolo di economia delle reti di distribuzione urbana", in *L'Ingegnere*, n. 10, 1933.

Russo Spena A., "Sulla verifica delle reti di distribuzione", in *Giornale del Genio Civile*, n. 9, 1950.

Russo Spena A., "Procedimenti approssimati per la risoluzione dei problemi di progetto delle reti", in *Giornale del Genio Civile*, n. 5, 1951.

Termini D., Tucciarelli T., Mazzola M. R., "La progettazione delle reti idriche con il metodo Simulated Annealing", in *XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Napoli 1994.

Todini E., "Il medodo del gradiente per la verifica delle reti idrauliche", in *Bolletino degli Ingegneri della Toscana*, n. 11, 1979.

Veltri P., Maiolo M., Morosini A. F., "Una procedura per la calibrazione di modelli di reti di distribuzione idrica", in *XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Napoli 1994.

Zanovello A., "Ottimizzazione di sistemi complessi di acquedotto", in *Idrotecnica*, n. 5, 1989.

Zoccoli F.," Acquedotti", in *Manuale di Ingegneria Civile*, vol.1, cap.5, Cremonese, Roma 1986, ed. 2^a.

12

I SERBATOI

12.1 Generalità sui serbatoi

I serbatoi sono manufatti molto importanti per gli acquedotti, in quanto con la loro capacità assolvono alle seguenti funzioni:
– di compenso o di regolazione, nel senso che permettono di avere un regime delle portate in uscita (deflussi) diverso da quello delle portate in arrivo (afflussi);
– di riserva idrica, perché evitano l'interruzione del deflusso a valle quando la tubazione a monte è fuori servizio per interventi di normale manutenzione o per rotture, guasti delle apparecchiature, interruzione dell'energia elettrica di alimentazione delle elettropompe ecc.

Come si vedrà nel seguito, in alcuni casi i serbatoi possono essere adibiti anche ad altri usi particolari; hanno inoltre l'importante funzione di fissare, a meno di piccole oscillazioni, la quota piezometrica, come le vasche di discontinuità, le torri piezometriche, i partitori a pelo libero, i torrini piezometrici e, in generale, tutti i manufatti che hanno una superficie libera.

A seconda dell'ubicazione, si distinguono in serbatoi a servizio delle adduttrici esterne e in serbatoi a servizio delle reti di distribuzione. I primi vengono così denominati in base alla loro posizione:
– serbatoi di origine o di presa, posti subito a valle delle opere di captazione, con funzione di riserva o di regolazione delle portate derivate o con entrambe le due funzioni;
– serbatoi intermedi di riserva, ubicati lungo il percorso delle condotte adduttrici;
– serbatoi intermedi di sezionamento, posti immediatamente a monte delle derivazioni delle adduttrici principali, con funzione di riserva, sia per l'adduttrice stessa che per la derivazione, nonché di compenso per quest'ultima, quando serve direttamente il centro abitato; in questi casi è consigliabile, per motivi amministrativi e di buona gestione dell'acquedotto, suddividere la capacità del serbatoio in due parti, una relativa alla riserva per l'adduttrice principale e l'altra per la riserva e l'eventuale compenso della derivazione.

Serbatoi intermedi di sezionamento possono essere realizzati anche in corrispondenza dei nodi dell'adduttrice principale, in cui giungono portate provenienti da opere di captazione di acque superficiali o sotterranee; in questo caso il serbatoio può avere la funzione di regolazione delle portate derivate dall'opera di presa e quella di riserva per il tronco dell'adduttrice a valle del nodo.

Per le sorgenti, i volumi necessari per la riserva idrica e per la regolazione delle portate derivate vengono invasati nelle successive camere dell'edificio di presa, di

cui si è detto nel paragrafo 3.3. Per le prese di acque sotterranee mediante pozzi si realizza spesso una stazione di sollevamento principale, nella quale vengono convogliate le portate pompate dai singoli pozzi; in questo caso la capacità della vasca di aspirazione delle pompe assolve alle funzioni di riserva e di regolazione delle portate.

Il volume di compenso può essere facilmente determinato con i criteri esposti nel paragrafo 1.8, una volta stabilite la legge di variazione nel tempo delle portate emunte dai pozzi (diagramma degli afflussi) e quella delle portate pompate dalla stazione di sollevamento (grafico dei deflussi). Gli stessi criteri di calcolo dei volumi di compenso valgono quando le portate emunte dai pozzi vengono inviate a una vasca di carico (serbatoio) posta a quota tale da consentire a valle il deflusso a gravità.

Particolari serbatoi di origine o di presa delle acque superficiali sono i laghi naturali o artificiali, ottenuti mediante una traversa o una diga di sbarramento; la loro capacità serve per una regolazione delle derivazioni (deflussi) rispetto agli afflussi, regolazione che, a seconda della capacità stessa, può essere annuale, stagionale, giornaliera.

Come si vede, col termine serbatoio si può intendere in senso lato una qualsiasi opera che permette di accumulare un volume idrico, indipendentemente dalle modalità con cui essa viene realizzata.

È importante aver presente che la funzione di riserva di un serbatoio risulta valida relativamente alle interruzioni che avvengono nel tratto di tubazione a monte; quindi, per poter assicurare comunque il servizio nei centri abitati, potrebbero risultare inutili i serbatoi posti lungo le adduttrici esterne, per cui sono indispensabili i serbatoi a servizio delle reti di distribuzione (serbatoi urbani), da ubicare in posizione quanto più possibile prossima ai centri abitati stessi.

Un serbatoio intermedio di riserva o di sezionamento lungo l'adduttrice, ubicato a notevole distanza dal centro urbano, non solo ha una riserva idrica inefficace per garantire il servizio in caso di rotture del tronco di adduttrice a valle, ma, affinché possa assolvere alla funzione di compenso, occorrerebbe dimensionare per la portata di punta oraria Q_h il suddetto tratto, con ovvi oneri economici. I serbatoi in esame possono tuttavia risultare molto utili per ridurre la capacità di riserva dei serbatoi a servizio dei centri urbani, quando questi sono del tipo strutturale più costoso (serbatoi sopraelevati); infatti tale capacità deve far fronte al rischio di interruzioni non lungo l'intera adduttrice, ma solo nel tratto che si trova a valle del serbatoio intermedio.

Qui di seguito saranno trattati solo i serbatoi urbani, rispetto ai quali i serbatoi a servizio delle adduttrici esterne non presentano differenze dal lato costruttivo.

12.2 I serbatoi urbani

Come detto nel paragrafo 11.2, i serbatoi urbani, a seconda della posizione rispetto al centro abitato, si distinguono in serbatoi di testata e serbatoi terminali o di estremità. I primi sono interposti tra la condotta adduttrice e la rete di distribuzione, che viene quindi alimentata solo dal serbatoio, mentre i secondi sono ubicati all'estremità dell'adduttrice, che quindi attraversa il centro abitato, facendo parte integrante della rete di distribuzione, alimentata da entrambe le estremità.

I serbatoi di testata, salvo casi del tutto particolari che saranno illustrati in seguito, vengono alimentati dall'alto, per cui costituiscono una sconnessione idraulica tra la rete di distribuzione e la condotta adduttrice, evitando che in questa si propaghino le continue oscillazioni di carico dovute alle variazioni di consumo delle utenze. Quando il serbatoio è di estremità, per realizzare tale sconnessione è consigliabile inserire tra l'adduttrice e la rete una torre piezometrica alimentata dall'alto.

Non mancano esempi di serbatoi ubicati nella zona centrale dell'abitato da servire; tale soluzione è molto soddisfacente dal punto di vista idraulico, in quanto dà luogo a un andamento più uniforme della superficie piezometrica, ma risulta conveniente solo se l'altimetria del centro abitato consente la realizzazione di serbatoi dei tipi strutturali più economici (interrati e seminterrati) all'interno del centro urbano e se esiste la possibilità di reperire per la costruzione dei serbatoi stessi aree a prezzi accettabili, circostanze queste che si verificano molto raramente.

Un altro tipo di serbatoio urbano è quello di recupero, che viene a volte realizzato quando il centro abitato presenta forti variazioni altimetriche e viene perciò suddiviso in zone servite da reti di distribuzione indipendenti, per limitare le pressioni massime nelle ore di minor consumo e le variazioni delle quote piezometriche tra i vari punti della rete; in questi casi, se il serbatoio a servizio di una generica zona è alimentato dalla rete di distribuzione della zona più alta che si trova a monte, viene denominato serbatoio di recupero; i serbatoi di recupero sono perciò quelli che immagazzinano i volumi idrici non utilizzati nella rete di distribuzione a monte, sfruttandoli per la distribuzione a valle. Per maggiori dettagli su questo argomento si rimanda al paragrafo 11.5.

Il tipo strutturale di serbatoio dipende dalla quota liquida massima che in questo si raggiunge, in rapporto alle quote del terreno nel luogo di realizzazione; a seconda dei casi i serbatoi vengono così distinti:

– serbatoi interrati, quando il massimo livello dell'acqua risulta più basso rispetto al piano di campagna;

– serbatoi seminterrati, quando, pur essendo le fondazioni e gran parte della struttura portante al di sotto del terreno, la massima quota liquida risulta invece più alta rispetto a questo; una volta ultimati, vengono completamente ricoperti da uno strato di terreno di riporto, per cui, dopo la realizzazione, si differenziano molto poco da quelli interrati;

– serbatoi in galleria o in caverna, quando lo scavo per la loro realizzazione non viene realizzato a cielo aperto; le condizioni per poterli eseguire sono:

1) serbatoi con massima quota liquida notevolmente inferiore rispetto al terreno naturale, in modo che resti al di sopra della loro copertura un sufficiente spessore di terreno di ricoprimento durante l'esecuzione dello scavo;

2) natura del terreno tale da permettere lo scavo in galleria;

– serbatoi pensili, quando tutto il manufatto è più alto rispetto al piano di campagna e deve perciò essere sostenuto da un'apposita struttura portante; vengono detti più propriamente serbatoi sopraelevati, se sono di altezza notevole sul suolo.

12.3 La capacità dei serbatoi

I serbatoi urbani devono avere una capacità in grado di assolvere, oltre alle funzioni

Per la massima capacità di riserva, da assumere nelle situazioni più sfavorevoli, Frega consiglia un valore pari a circa tre volte il consumo medio giornaliero V_g e Marchetti un valore uguale a una o due giornate del consumo giornaliero massimo $V_{g\,max}$; valori ancora maggiori vengono proposti in USA e Gran Bretagna.

Tuttavia, per motivi economici e igienici, dovuti all'eccessivo ristagno dell'acqua nel serbatoio, è opportuno che la capacità di riserva sia contenuta, anche nei casi più critici, entro il valore $V_{g\,max}$ e ciò perché i serbatoi delle tipologie strutturali più comuni (interrati e seminterrati) sono manufatti che si prestano molto bene a essere costruiti per gradi, per cui risulta facile procedere ad ampliamenti successivi, qualora la capacità inizialmente adottata si dimostri inadeguata.

12.3.3 La capacità per il servizio antincendio

In mancanza di normative in materia, in Italia vengono adottati criteri di carattere empirico anche per stabilire la capacità relativa al servizio antincendio, che assume percentualmente maggiore rilevanza per i piccoli centri abitati.

Per fissare tale capacità occorre innanzi tutto stabilire se il servizio dovrà essere assicurato con le sole riserve dell'acquedotto o se si potrà fare affidamento anche su altre fonti (corsi d'acqua, laghi, mare, canali ecc.); al riguardo è consigliabile, almeno per centri abitati importanti, prendere contatti preliminari con gli enti preposti al servizio.

Per piccoli centri abitati (fino a 3000 abitanti circa), nella letteratura tecnica sono consigliate capacità V_i antincendio che consentano il funzionamento di due idranti per un tempo compreso tra 3 e 5 ore, con una portata complessiva variabile da 5 a 8 l/s circa. In base a ciò si ricavano i seguenti valori estremi di V_i:

$$V_i = 0,005 \cdot 3 \cdot 3600 = 54\ m^3 \tag{12.4}$$

$$V_i = 0,008 \cdot 5 \cdot 3600 = 144\ m^3 \tag{12.4'}$$

Per un centro abitato di 3000 abitanti, il valore massimo $V_i = 144$ m^3 risulta pari al 15% del consumo giornaliero massimo $V_{g\,max}$, valutato in base a una dotazione idrica pro-capite di 200 l/d per abitante e a un coefficiente di punta giornaliera $\alpha_g = 1{,}6$. Quindi, la capacità V_i per il servizio antincendio sarebbe in questo caso pari al 30–50% della capacità V_r di riserva, se per questa si assumono i valori minimi e al 10–15% di V_r, se per questa si assumono i valori più elevati.

Per centri abitati di una certa importanza Conti propone per la portata Q_i antincendio la seguente formula:

$$Q_i = 6\sqrt{N} \tag{12.5}$$

con Q_i in l/s e N popolazione in migliaia di abitanti. La (12.5) fornisce portate antincendio di 19, 42,4, 60, 85 l/s per N pari rispettivamente a 10 000, 50 000, 100 000, 200 000 abitanti.

Ammessa una durata del servizio di 5 ore, dalla (12.5) si deduce per il volume V_i il seguente valore (in m^3):

$$V_i = 108\sqrt{N} \tag{12.6}$$

che, per centri abitati aventi il numero di abitanti sopra indicato, fornisce volumi V_i rispettivamente di 341, 764, 1080, 1527 m^3.

Per un confronto di tali capacità con quelle di riserva V_r relative a centri abitati di ugual popolazione, risulta utile esprimere la V_i in termini di consumo giornaliero massimo $V_{g\,max}$. Assumendo per i quattro suddetti centri una dotazione idrica pro-capite rispettivamente di 220, 280, 400 e 450 l/d per abitante e un coefficiente di punta giornaliero α_g pari sempre a 1,6, si deducono, in ordine, valori di $V_{g\,max}$ uguali a 3250, 22 400, 64 000, 144 000 m^3, per cui i volumi V_i in precedenza determinati risulterebbero pari rispettivamente a 0,105, 0,034, 0,017, 0,011 $V_{g\,max}$, perciò sempre molto piccoli rispetto alle capacità minime di riserva V_r che si assegnano ai serbatoi, fornite dalla (12.3).

Arredi e Frega propongono un criterio un po' diverso da quelli visti in precedenza, per determinare la capacità antincendio V_i. Dette Q_i la portata antincendio necessaria, Q_a la portata proveniente dall'adduttrice e Q_0 la portata relativa al servizio ordinario, e detta t la durata dell'incendio, assunta dai citati Autori pari a 5 ore, risulta:

$$V_i = (Q_i + Q_0 - Q_a) \cdot 5 \cdot 3600 \tag{12.7}$$

Per grandi centri urbani Arredi e Frega propongono di assumere $Q_i = 200$ l/s e per la portata Q_0 di ordinario servizio durante l'incendio un valore compreso tra la portata media annua $\bar{Q}$ e quella media del mese di massimo consumo, mentre per Q_a è da assumere la portata $\varphi\bar{Q}$ di dimensionamento dell'adduttrice.

Con la (12.7) i volumi V_i antincendio vengono a dipendere in modo assai sensibile dalle portate Q_a e Q_0 e possono risultare anche molto esigui o addirittura nulli nel caso, abbastanza frequente, in cui Q_a sia sensibilmente maggiore di Q_0.

Per esempio, per un centro abitato di 100 000 abitanti con dotazione idrica pro-capite di 400 l/d per abitante, se l'adduttrice è dimensionata per la massima portata giornaliera $Q_a = 1,6\bar{Q}$ e se si assume $Q_0 = 1,2\bar{Q}$, si ricava dalla (12.7) $V_i = 266$ m^3, pari solo allo 0,4% del massimo consumo giornaliero, mentre non sarebbe necessaria alcuna capacità V_i assumendo per Q_0 valori uguali o minori a $1,17\bar{Q}$.

Per una corretta valutazione della capacità V_i occorre aver presente che non è opportuno assumere portate per il servizio antincendio molto elevate, in quanto la rete non risulterebbe in grado di garantirle. Risulta già prudenziale assumere una portata globale durante l'incendio pari a quella Q_h di punta oraria, per la quale la rete stessa è stata dimensionata: in questo modo, se l'incendio si verifica in periodi di forte consumo, occorrerà convogliare verso la zona dell'incendio una portata quanto più possibile elevata, cosa conseguibile effettuando un servizio con pressioni ridotte nelle altre zone urbane.

Se quindi, in caso di incendio, si immette in rete una portata globale pari a Q_h, non risulta necessaria alcuna capacità antincendio, qualora l'evento si verifichi quando nel serbatoio è ancora immagazzinata una parte del volume complessivo $V_c + V_r$ di compenso e di riserva, anche nell'ipotesi estremamente improbabile (e perciò da non prendere in considerazione) che, contemporaneamente all'incendio, ci sia un'interruzione dell'adduttrice.

La situazione più critica si avrebbe nell'eventualità che il serbatoio sia completamente vuoto quando ha inizio l'incendio, ma in questo caso occorre senz'altro ipotizzare che l'adduttrice sia in funzione (infatti, durante il tempo necessario per esaurire il volume V_r della normale riserva idrica, un eventuale guasto dell'adduttrice dovrebbe essere stato riparato). Con le ipotesi sulla suddetta situazione critica, già molto cautelative, ammessa una durata dell'incendio di 5 ore, il volume V_i risulta:

$$V_i = (Q_h - Q_a) \cdot 5 \cdot 3600 \tag{12.8}$$

Nel caso in precedenza considerato di un centro abitato di 100 000 abitanti con $q = 400$ l/d per abitante, se $Q_h = 2,5\,\bar{Q}$ e $Q_a = 1,6\,\bar{Q}$, si ricava dalla (12.8) $V_i = 7500$ m^3, pari a circa $0,12\,V_{g\,max}$. Come si vede, anche con ipotesi estremamente cautelative, il volume V_i per il servizio antincendio risulta modesto rispetto a quello di riserva V_r.

Tranne che per centri abitati molto piccoli, per i quali è consigliabile calcolare V_i con la (12.4) o la (12.4′), appare perciò giustificato ritenere che il volume V_r di riserva possa essere comprensivo anche del volume V_i antincendio; prudenzialmente è però opportuno fare in modo che una certa aliquota di V_r non possa essere consumata durante il normale esercizio, neanche nel caso di interruzioni dell'adduttrice, in modo che resti sempre disponibile per il servizio antincendio. Ciò può essere facilmente ottenuto munendo il serbatoio di una presa sussidiaria in posizione più bassa rispetto a quella dell'ordinario servizio, presa che dovrà essere mantenuta chiusa mediante un'apposita saracinesca, da aprire solo in caso di incendio (figura 12.1).

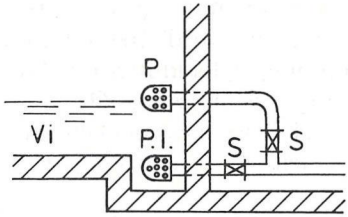


Fig. 12.1 Prese per il servizio ordinario e per quello antincendio.

L'aliquota della capacità di riserva da mantenere disponibile per il servizio antincendio nei centri di maggiore importanza può essere determinata mediante le formule riportate in precedenza, fra le quali è consigliabile applicare la (12.8).

Negli USA vengono in genere assunte capacità per il servizio antincendio molto maggiori di quelle che si ricavano con tutte le formule viste in precedenza, tuttavia è da aver presente che in tale Paese anche le capacità V_r di riserva sono assai più grandi di quelle adottate in Italia.

12.3.4 La capacità complessiva dei serbatoi

In base a quanto in precedenza esposto, la capacità globale V da assegnare a un serbatoio urbano risulta pari alla somma della capacità V_c di compenso data

dalla (12.2) e della capacità di riserva V_r, per la quale è da assumere un valore compreso tra $1/3\,V_{g\,max}$ e $V_{g\,max}$; solo per centri molto piccoli occorre aggiungere anche la capacità V_i antincendio, data dalla (12.4) o dalla (12.4′).

Quando si ritiene che sia molto elevato il rischio di interruzioni delle adduttrici, o per la loro lunghezza o per altri motivi, è consigliabile prevedere altri volumi di riserva lungo le adduttrici stesse, realizzando serbatoi intermedi nei punti più oportuni del tracciato.

In USA e in Gran Bretagna vengono consigliati volumi globali V dei serbatoi maggiori di quelli indicati in precedenza e compresi tra un minimo di $V_{g\,max}$ e un massimo fino a $4 \div 5\,V_{g\,max}$. In Italia, invece, mentre in passato venivano suggeriti valori di V abbastanza elevati (fino a $3\,\bar{V}_g$ e oltre), attualmente, per i motivi economici e igienici esposti in precedenza, vengono consigliate capacità minori, comprese per lo più tra V_g e $V_{g\,max}$, in accordo con i valori $V = V_c + (1/3 \div 1)\,V_{g\,max}$, che, come si è visto, si ricavano in base a un'analisi un po' più specifica delle diverse esigenze.

12.4 Tipologie e particolari costruttivi dei serbatoi

I serbatoi d'acquedotto, qualunque sia la loro tipologia costruttiva, devono avere determinate caratteristiche, le più importanti delle quali sono le seguenti:
– essere completamente impermeabili e resistenti nel tempo alle sollecitazioni agenti;
– essere costruiti in materiali che offrano sicure garanzie di inalterabilità nel tempo, resistendo all'azione sia degli agenti esterni che dell'acqua in essi contenuta, qualsiasi siano le caratteristiche chimiche di questa (purché rientranti, ovviamente, entro i limiti previsti per la potabilità);
– essere coperti e perfettamente protetti da possibilità di inquinamento legate ad attività umane o al contatto con acque esterne e con l'ambiente esterno in generale;
– assicurare una sufficiente circolazione dell'acqua al loro interno, dalla zona di arrivo a quella di presa;
– essere facilmente accessibili per le operazioni di pulizia, per gli interventi di manutenzione e per le eventuali riparazioni;
– essere provvisti di tutte le apparecchiature di comando, misura e controllo.

Intorno ai serbatoi va prevista una zona di protezione, che deve essere recintata per impedire l'ingresso di persone o animali che potrebbero introdurvi sostanze inquinanti. È inoltre opportuno realizzare una cunetta intorno all'area suddetta, per evitare l'ingresso delle acque superficiali esterne.

I serbatoi interrati, seminterrati e in galleria vengono generalmente realizzati in calcestruzzo armato e, più raramente, in calcestruzzo semplice; la muratura ordinaria di pietrame, di mattoni e mista, largamente adoperata in passato, risulta ormai quasi completamente abbandonata, per motivi di carattere economico.

I serbatoi pensili vengono costruiti in cemento armato e in cemento armato precompresso; all'estero i serbatoi pensili, specie se di notevole altezza, sono stati spesso realizzati anche in acciaio. Attualmente però anche all'estero l'acciaio è stato quasi completamente abbandonato, per i seguenti motivi:
– risulta estremamente difficile ottenere una buona protezione termica dell'acqua, a meno di non mettere in atto accorgimenti costruttivi molto onerosi;

– richiedono costi di manutenzione elevati;
– risulta più difficile, rispetto ai serbatoi in cemento armato, il loro inserimento nell'ambiente circostante.

Occorre inoltre considerare che attualmente, con l'impiego del cemento armato precompresso, risulta abbastanza agevole realizzare serbatoi sopraelevati di struttura molto ardita, con costi non molto maggiori rispetto a quelli dei serbatoi metallici.

È da rilevare peraltro che all'estero anche in passato l'impiego dell'acciaio è stato per lo più limitato ai serbatoi sopraelevati per usi industriali, per i quali non è indispensabile la protezione termica dell'acqua.

I serbatoi sono costituiti da una o più vasche e da una camera di manovra, all'interno della quale vengono inserite tutte le apparecchiature di misura, di manovra e di controllo.

I serbatoi interrati, seminterrati e in galleria sono costituiti da un'unica vasca solo se hanno una piccola capacità (fino a 200 m^3 circa); negli altri casi è sempre preferibile la soluzione con più vasche, in modo da poter procedere alle periodiche operazioni di pulizia e di manutenzione, senza essere costretti a interrompere il servizio o a bypassare il serbatoio.

La tipologia più frequentemente adottata è quella con due vasche, tranne che per i serbatoi di grande capacità, che possono essere costituiti anche da diverse vasche. La soluzione con più vasche, oltre che per i motivi di manutenzione, discende dal fatto che, come si è in precedenza accennato, i serbatoi interrati e seminterrati sono delle strutture che si prestano bene a essere costruite in fasi successive, in modo da frazionare la spesa nel tempo.

Perciò, nel caso di progettazione di nuovi acquedotti, una volta determinata la capacità da assegnare al serbatoio in base ai fabbisogni e alle future esigenze di servizio e acquisita l'area necessaria per realizzare tale capacità, è conveniente realizzare subito il volume sufficiente a soddisfare tali esigenze per un arco di tempo di $10 \div 15$ anni a partire dall'epoca di costruzione programmando l'esecuzione di successivi ampliamenti man mano che questi si rendono effettivamente necessari. Così facendo, si ottiene il vantaggio non solo di differire nel tempo una parte del costo necessario alla costruzione dell'opera, ma anche di evitare che nel primo periodo di vita del serbatoio si abbia un ristagno dell'acqua troppo prolungato.

Per i serbatoi a servizio di centri molto piccoli, per i quali è prevedibile che una modesta capacità (fino a $150 \div 200$ m^3) sia sufficiente anche in proiezione futura, è invece conveniente realizzare sin dall'inizio una sola vasca della suddetta capacità, in modo da non dover più intervenire successivamente.

I serbatoi pensili sono per lo più costituiti da una sola vasca e per essi non risultano possibili successivi ampliamenti, per cui, per ottenere aumenti della capacità globale, occorre costruire nuovi serbatoi. Poiché, a parità di capacità globale, due serbatoi hanno un costo superiore di uno solo, non c'è convenienza economica a prevedere la costruzione in fasi successive. Per questo tipo di serbatoi occorrono quindi degli studi più approfonditi per stabilire la loro capacità; quando questa è notevole, è opportuno realizzare due vasche con un'unica struttura portante, per i vantaggi che tale soluzione comporta.

L'altezza utile del serbatoio, pari al dislivello tra le quote di massimo e di minimo invaso, risulta normalmente compresa tra i 3 e 5 m, al fine di limitare

le oscillazioni di carico nella rete di distribuzione e di ottenere più facilmente l'assoluta impermeabilità delle pareti e del fondo del manufatto; solo eccezionalmente l'altezza utile raggiunge i 7 ÷ 8 m o scende, per i piccoli serbatoi, fino a 2,50 m. Noto il volume utile del serbatoio e stabiliti il numero delle vasche e l'escursione tra le altezze liquide estreme, si ricava l'area netta della sezione orizzontale di ciascuna vasca.

Per i serbatoi interrati e seminterrati la forma delle vasche di gran lunga più adoperata è quella rettangolare o quadrata, che presenta le minori difficoltà costruttive e sfrutta meglio l'area disponibile, che è generalmente a forma rettangolare o, più in generale, poligonale; per i serbatoi da realizzare in aree urbane molto costose, a volte, proprio per utilizzare nel migliore dei modi la superficie a disposizione, si ricorre a serbatoi a pianta esagonale o ottagonale.

Le vasche a pianta circolare vengono realizzate o per piccole capacità o in zone dove la stabilità dei terreni non è elevata. Per i serbatoi pensili la sezione circolare è invece di gran lunga la più diffusa, perché dà luogo a notevoli risparmi; nella soluzione con due vasche, quella più interna è a forma circolare e quella esterna a forma di corona circolare. A volte si adopera, al posto della sezione circolare, una sezione poligonale con un gran numero di lati (esagonale od ottagonale).

I serbatoi in galleria hanno sezioni orizzontali a forma rettangolare molto allungata e sezioni trasversali tipiche delle gallerie (sezioni policentriche, a ferro di cavallo, rettangolari con calotta superiore e in alcuni casi anche inferiore ecc.); se le vasche sono più di una, è necessario che tra le pareti di due successive vasche ci sia sempre una distanza tale da garantire che lo scavo di una vasca non turbi l'equilibrio statico delle vasche vicine.

Qualsiasi sia il tipo strutturale dei serbatoi, per favorire la circolazione dell'acqua ciascuna vasca viene suddivisa mediante setti interni, disponendo la presa distanziata dal punto d'arrivo. Nel caso di vasche a forma quadrata o rettangolare con lati non molto diversi fra loro si realizza in genere un solo setto (figura 12.2), mentre per forme molto allungate sono necessari più setti (figura 12.3); per serbatoi a pianta circolare si inserisce un setto diametrale (figura 12.4) o un setto sagomato a labirinto per serbatoi molto grandi (figura 12.5).

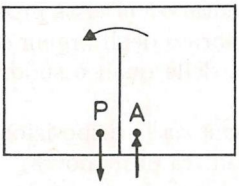


Fig. 12.2 Suddivisione di una vasca rettangolare mediante un solo setto.

Tali setti sono scarsamente sollecitati, agendo sempre una ugual spinta idrostatica sulle due pareti verticali opposte, per cui hanno in genere uno spessore minore rispetto a quello delle pareti esterne e delle pareti divisorie fra le vasche. A volte però sui suddetti setti si fa poggiare la copertura del serbatoio e di ciò

occorre tener conto nei calcoli statici.

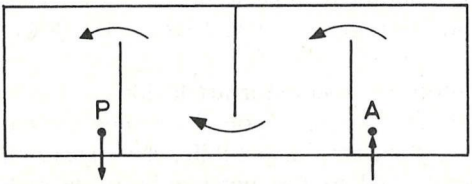


Fig. 12.3 Suddivisione di una vasca rettangolare mediante più setti.

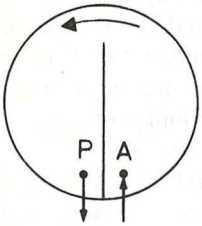


Fig. 12.4 Suddivisione di una vasca circolare con un setto diametrale.

Fig. 12.5 Suddivisione di una vasca circolare con un setto a labirinto.

12.5 Le camere di manovra e l'equipaggiamento idraulico

Ognuna delle vasche in cui è suddiviso il serbatoio deve essere dotata di tubazioni di arrivo, di presa, di sfioro e di scarico che attraversano la camera di manovra, all'interno della quale sono disposti tutti gli organi di intercettazione, regolazione, misura e controllo.

Nella figura 12.6 è rappresentata una vista prospettica della disposizione delle tubazioni, dei dispositivi di misura e degli organi di manovra per un serbatoio di testata a due camere, ciascuna delle quali è suddivisa in due parti mediante un setto interno.

Nella figura 12.7 è rappresentata la disposizione delle tubazioni e dei dispositivi suddetti all'interno della camera di manovra.

12.5.1 La tubazione di alimentazione

La condotta adduttrice, giunta nella camera di manovra, alimenta una tubazione dalla quale si dipartono i tubi di afflusso dell'acqua alle varie vasche, che sono muniti di saracinesca di intercettazione, per poter mettere temporaneamente fuori servizio ciascuna vasca per le operazioni di pulizia e manutenzione (figure 12.6 e 12.7).

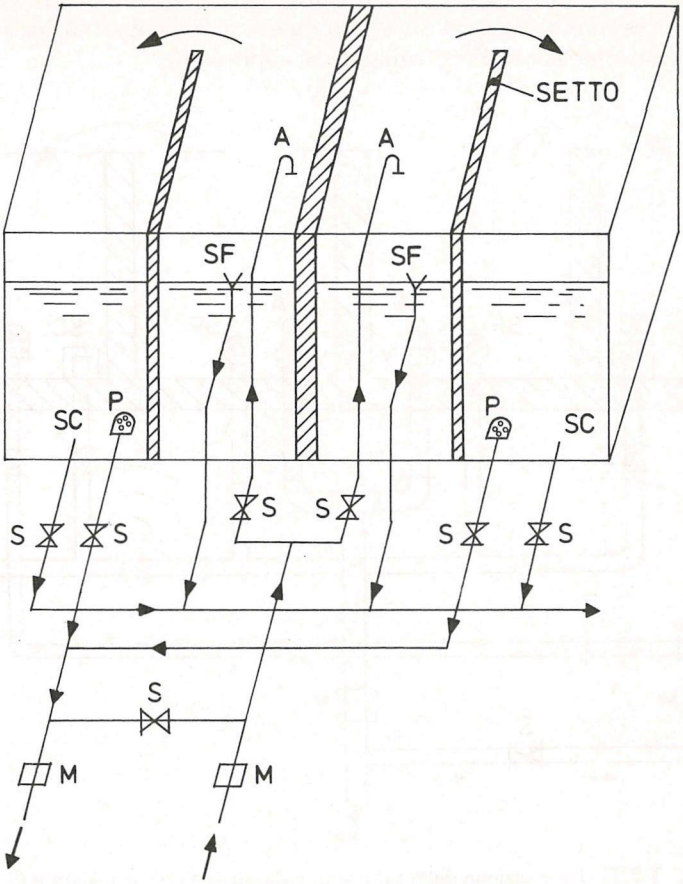


Fig. 12.6 Vista prospettica della disposizione delle tubazioni e dei dispositivi di misura e di manovra per un serbatoio di testata a due camere.

La sezione terminale d'arrivo è posta a quota più elevata rispetto a quella di massimo invaso, in modo da realizzare una sconnessione idraulica tra la condotta adduttrice e la rete di distribuzione.(1)

Per evitare sprechi d'acqua le tubazioni d'arrivo possono essere dotate di valvola a galleggiante o di tipo simile, che interrompe l'afflusso quando le vasche sono piene; per le lunghe condotte adduttrici è opportuna la prescrizione di dispo-

(1) Solo nel caso che l'adduttrice sia a sollevamento meccanico si può porre il problema di stabilire se alimentare il serbatoio dall'alto o dal basso, ubicando lo sbocco della condotta d'arrivo nei pressi del fondo, in modo da ridurre la prevalenza dell'impianto di pompaggio quando il livello del serbatoio non è quello massimo. L'alimentazione dal basso può risultare conveniente solo se l'escursione del livello liquido nel serbatoio risulta di entità non trascurabile rispetto alla prevalenza delle pompe.

sitivi che interrompano l'afflusso con gradualità, in modo da impedire il verificarsi di forti sovrappressioni da colpo d'ariete (su questo argomento e su tutti gli organi di misura, regolazione, controllo si rimanda al capitolo 6).

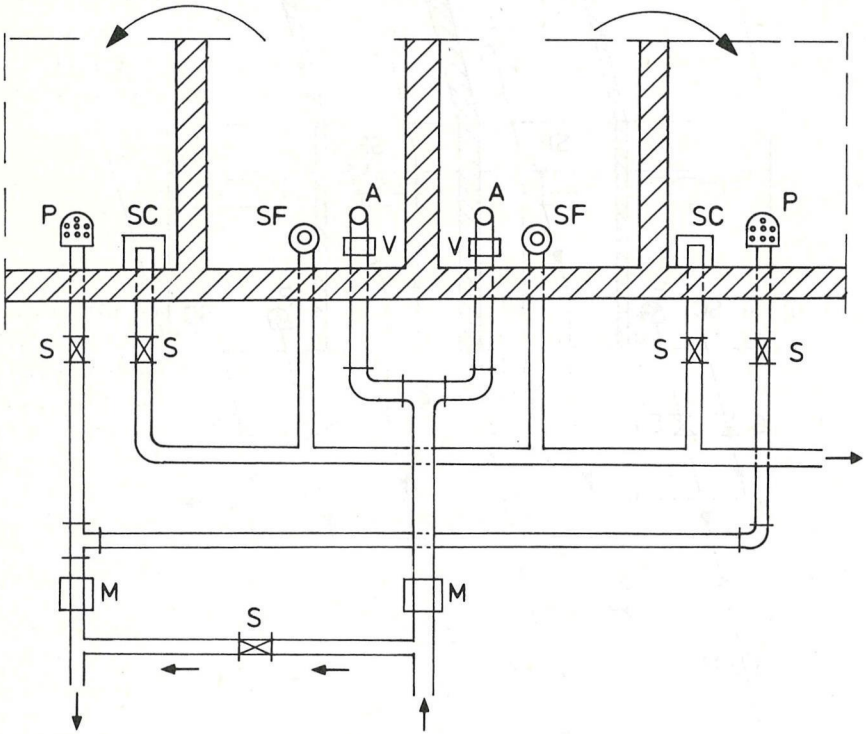


Fig. 12.7 Disposizione delle tubazioni e dei dispositivi di misura e di manovra all'interno della camera di manovra.

Nel caso di piccoli serbatoi con una sola vasca è necessario prevedere un collegamento diretto tra la tubazione di arrivo e quella in partenza, per non interrompere il servizio durante le operazioni di pulizia e manutenzione del serbatoio; è consigliabile, peraltro, prevedere tale collegamento anche per i serbatoi con più vasche, per far fronte all'eventualità di dover mettere temporaneamente fuori servizio l'intero serbatoio (figure 12.6 e 12.7).

Per evitare che il fondo della vasca possa essere nel tempo danneggiato dall'urto del getto della tubazione d'arrivo, diretto verso il basso, che risulta notevole quando il serbatoio è pressoché vuoto, si può ricorrere ai seguenti sistemi: spezzare la vena con dispositivi frangigetto, proteggere la zona d'impatto con piastre metalliche, far avvenire l'efflusso in modo diffuso, attraverso un tronco di tubazione munito di molti fori.

12.5.2 La tubazione di presa

La presa di ciascuna vasca viene ubicata in posizione opposta rispetto all'arrivo e a

una quota un po' superiore a quella di fondo, per lasciare un certo volume disponibile per il deposito delle sostanze contenute in sospensione nell'acqua, impedendo che queste possano essere derivate.

Le tubazioni di presa delle varie vasche sono dotate di una succhieruola all'imbocco e confluiscono all'interno della camera di manovra in un'unica condotta, che alimenta la rete di distribuzione; prima di confluire, ciascuna tubazione di presa è dotata di una saracinesca di intercettazione – posta sempre all'interno della camera di manovra – che consente di mettere fuori servizio la relativa vasca del serbatoio.

Come si è detto nel paragrafo 12.3.3, è buona norma lasciare al di sotto della presa un volume d'acqua V_i che serve per il servizio antincendio e che può essere derivato mediante una presa sussidiaria posta più in basso e dotata di una saracinesca da aprire solo in caso di incendio (figura 12.1). Per evitare che il volume d'acqua V_i che si trova al di sotto della presa per il normale servizio ristagni per tempi molto lunghi nel serbatoio e che quando si abbassa il livello idrico si possa avere ingresso d'aria da tale presa, Zoccoli consiglia che questa sia ubicata vicino al fondo della vasca e che la tubazione di presa sia sagomata a sifone e sia munita in sommità di un foro di rientrata d'aria (figura 12.8); durante il normale servizio l'acqua viene derivata dalla quota della presa (e in misura trascurabile dal suddetto foro), mentre quando il livello scende a quota inferiore al foro il sifone si disinnesca automaticamente e resta intatto nel serbatoio il volume V_i per il servizio antincendio. L'effettiva quota di presa è perciò rappresentata dalla sommità del sifone.

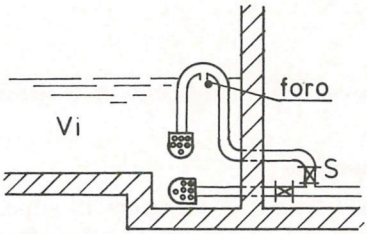


Fig. 12.8 Tubazione di presa per il servizio ordinario sagomata a sifone.

Come si è detto in precedenza, la presa da ciascuna vasca viene ubicata in posizione opposta rispetto all'arrivo, per favorire la circolazione dell'acqua. Nelle reti di distribuzione con serbatoio di estremità, un'unica tubazione provvede sia all'alimentazione che alla distribuzione; in questo caso, con le disposizioni più usuali delle tubazioni, l'alimentazione delle vasche avviene dal basso, dovendo il punto di arrivo coincidere con quello di presa. Con opportune disposizioni delle tubazioni si può però, anche per questo tipo di reti, mantenere separati l'arrivo e la presa, per evitare che si creino estese zone pressoché prive di circolazione d'acqua.

Si può, per esempio, alimentare il serbatoio dall'alto e disporre la presa in basso in posizione opposta rispetto all'arrivo, dotandola di una valvola unidirezionale, che permetta il flusso solo in uscita dalla vasca (figura 12.9).

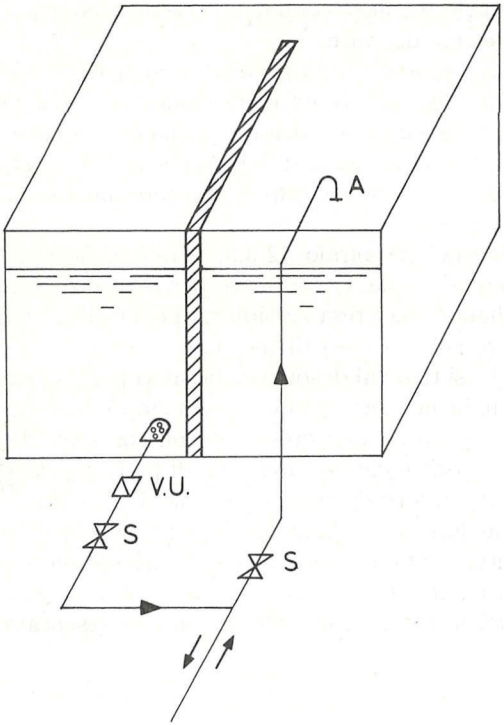


Fig. 12.9 Tubazioni di arrivo e di presa di un serbatoio di estremità.

12.5.3 Sfioratori di superficie

Ciascuna vasca deve essere dotata di sfioratore di superficie, costituito da una soglia sfiorante sagomata a imbuto e raccordata alla tubazione verticale di scarico, che deve essere priva di qualsiasi organo di intercettazione (figure 12.6 e 12.7).

Lo scarico di superficie viene dimensionato per la più critica situazione che può verificarsi, che è quella di massima portata Q_A in arrivo dall'adduttrice con serbatoio pieno e con consumo in rete nullo. La soglia sfiorante viene posta alla quota del massimo livello liquido stabilito durante il normale esercizio e deve avere uno sviluppo L_s che consenta lo smaltimento della portata Q_A con un carico z_s pari, al più, a 0,30 m. Risulta perciò:

$$Q_A = \mu\, L_s\, z_s \sqrt{2\, g\, z_s} \tag{12.9}$$

con μ coefficiente d'efflusso per il quale si può assumere un valore di 0,35; dalla (12.9), fissato il valore di z_s, si ricava L_s, da cui, nel caso più consueto di soglie sfioranti circolari, si deduce il valore del diametro D_s della soglia.

Lo schema di calcolo che ha condotto alla (12.9) è valido nell'ipotesi, gene-

ralmente verificata, che la tubazione che convoglia la portata sfiorata all'esterno abbia un diametro tale da smaltire tale portata con una differenza di carico tra le estremità sufficientemente inferiore al dislivello tra la quota massima nel serbatoio e la quota di sbocco (lo sfioratore di superficie deve essere libero e non rigurgitato).

12.5.4 Lo scarico di fondo

Lo scarico di fondo viene posizionato nel punto più basso di ciascuna vasca, in modo da ottenere il completo vuotamento per effettuare le operazioni periodiche di pulizia e di manutenzione; proprio per questo è buona norma ubicare l'imbocco della tubazione di scarico all'interno di un pozzetto ricavato al di sotto del fondo della vasca, nel quale possono essere convogliate le sostanze melmose presenti dopo aver vuotato la vasca stessa.

Le tubazioni di scarico delle singole vasche passano all'interno della camera di manovra e sono dotate di saracinesche di intercettazione. A valle di tali saracinesche gli scarichi di fondo e gli sfioratori di superficie confluiscono in un'unica tubazione di scarico o in un canale di scarico, che deve essere munito di una chiusura idraulica a monte dello sbocco, per impedire l'ingresso di animali e qualsiasi altra possibilità di contaminazione.

Il diametro della tubazione di scarico di ciascuna vasca deve essere tale da consentire il vuotamento in un tempo T prefissato, che in genere si assume pari a $2 \div 3$ ore; esso può essere determinato mediante le equazioni della foronomia a livello variabile.

Con riferimento alla figura 12.10, dette S la superficie della vasca, y e h rispettivamente la generica e la massima altezza liquida nella stessa rispetto al fondo, L la lunghezza della tubazione di scarico e Δz la differenza di quota tra l'imbocco e lo sbocco di questa, la portata Q effluente che si ha in corrispondenza della quota y generica nel serbatoio è data dalla:

$$y + \Delta z = \frac{b\,Q^2\,L}{D^{\mu}} + \sum_i \xi_i \frac{Q^2}{2\,g\,\left(\frac{\pi\,D^2}{4}\right)^2} \tag{12.10}$$

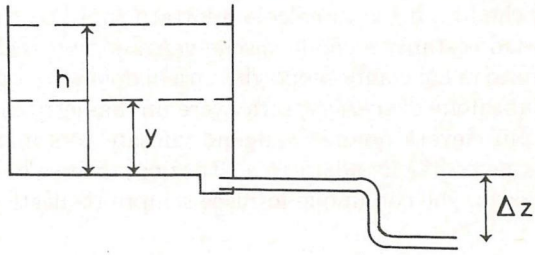


Fig. 12.10 Schema del vuotamento di un serbatoio.

Nel 2° membro della (12.10) il 1° termine rappresenta la perdita di carico distribuita nella tubazione di scarico e i vari termini della sommatoria rappresentano le perdite di carico localizzate di imbocco, sbocco e cambiamenti di direzione; i

valori di ξ_i dipendono dal tipo delle varie singolarità e sono riportati nei testi e nei manuali di idraulica.

Dalla (12.10) si deduce:

$$Q = \frac{1}{K}\sqrt{y + \Delta z} \tag{12.11}$$

avendo indicato con K la costante:

$$K = \left[\frac{1}{\frac{b\,L}{D^{\mu}} + \frac{1}{2\,g\left(\frac{\pi\,D^2}{4}\right)^2}\sum_i \xi_i}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{12.12}$$

La legge di vuotamento del serbatoio è quindi regolata dalla seguente equazione di foronomia a livello variabile:

$$-\,Q\,dt = S\,dy \tag{12.13}$$

Sostituendo a Q l'espressione (12.11) e separando le variabili, dalla (12.13) si ottiene:

$$-\,\frac{K\,S}{\sqrt{y + \Delta z}}\,dy = dt \tag{12.14}$$

Integrando la (12.14) tra l'istante iniziale in cui si suppone che il livello nel serbatoio sia quello massimo ($y = h$) e l'istante in cui risulta $y = 0$, si ottiene il tempo T di vuotamento:

$$T = 2\,K\,S\,(\sqrt{h + \Delta z} - \sqrt{\Delta z}) \tag{12.15}$$

Fissando un valore del diametro D della tubazione di scarico, è possibile determinare la costante K con la (12.12) e quindi il tempo T con la (12.15); per la soluzione del problema occorre perciò procedere per successivi tentativi di calcolo, fino a pervenire a un valore di T soddisfacente.

Si fa presente che lo schema di calcolo adottato suppone che la tubazione di scarico sia a diametro costante e che le vasche vengano vuotate una per volta; in effetti a valle del punto in cui confluiscono gli scarichi di fondo e quelli superficiali di tutte le vasche la tubazione di scarico potrà avere un diametro maggiore e, inoltre, la portata risulta più elevata quando vengono vuotate contemporaneamente più vasche. Non risulta però difficile adattare a situazioni diverse lo schema di calcolo riportato in precedenza, che comunque fornisce sempre risultati per valutazioni di massima.

12.5.5 Apparecchiature di misura e controllo

Le apparecchiature di misura devono consentire di rilevare il livello liquido nelle varie vasche del serbatoio e le portate in arrivo e in partenza.

In genere i misuratori di portata vengono inseriti sulla condotta in arrivo a monte delle biforcazioni dirette verso le varie vasche e sulla condotta in uscita a valle delle derivazioni da tutte le vasche; se si vuole avere un controllo più preciso

dell'intero sistema è necessario dotare di misuratori di portata tutte le tubazioni in arrivo e in partenza dalle vasche. È inoltre opportuno, per una corretta gestione dell'acquedotto, che tutti gli strumenti di misura siano dotati di apparecchi registratori.

Per quel che concerne le apparecchiature di comando e controllo, di cui sono sempre provviste le camere di manovra dei serbatoi di una certa importanza, si rimanda ai capitoli 6 e 13.

12.6 I serbatoi interrati e seminterrati

Per i serbatoi interrati e seminterrati la cui capacità globale venga ottenuta con la costruzione di più vasche a sezione rettangolare, risulta utile determinare il valore del rapporto tra i lati di ciascuna vasca, che rende minimo lo sviluppo perimetrale delle pareti e quindi il volume della muratura.

L'ipotesi che occorre fare per trovare tale rapporto è che lo spessore delle pareti divisorie delle varie vasche (pareti interne) sia uguale a quello delle pareti perimetrali dell'intero serbatoio, ipotesi senz'altro accettabile, in quanto lo spessore della generica parete di divisione tra due vasche adiacenti va calcolato nella condizione più critica che una delle vasche sia piena e l'altra vuota.

Per effettuare la suddetta ricerca, dette L_1 e L_2 le lunghezze dei due lati del rettangolo di base dell'intero serbatoio, occorre preliminarmente stabilire il numero n_1 complessivo delle pareti esterne e di quelle divisorie di lunghezza L_1 e l'analogo numero complessivo n_2 delle pareti di lunghezza L_2 (per esempio, nel caso della figura 12.11, $n_1 = 4$ e $n_2 = 5$); lo sviluppo totale p delle pareti e l'area A di base del serbatoio risultano quindi:

$$p = n_1 L_1 + n_2 L_2 \tag{12.16}$$

$$A = L_1 \cdot L_2 \tag{12.17}$$

Occorre perciò trovare il valore minimo di p, rispettando la condizione espressa dalla (12.17). La funzione da rendere minima è perciò la seguente:

$$n_1 L_1 + n_2 L_2 + \lambda (L_1 \cdot L_2 - A) \tag{12.18}$$

essendo λ la costante di condizione (o operatore di Lagrange) da determinare.

Annullando le derivate della (12.18) fatte rispetto a L_1 e L_2 si ottengono le due equazioni:

$$n_1 + \lambda L_2 = 0 \tag{12.19}$$

$$n_2 + \lambda L_1 = 0 \tag{12.20}$$

Da queste, eliminando λ, si ricava il rapporto tra i lati L_1 e L_2:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{n_2}{n_1} \tag{12.21}$$

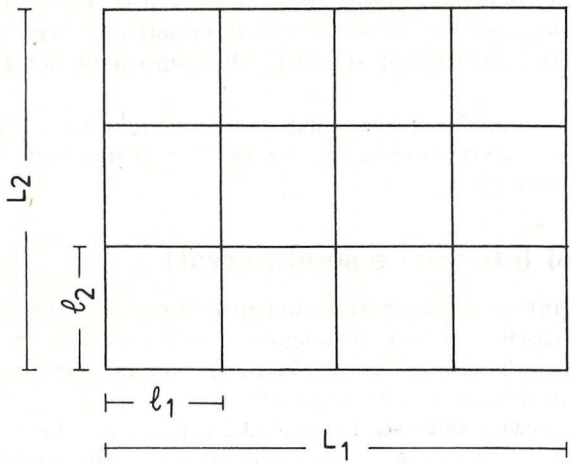


Fig. 12.11 Serbatoio con più vasche disposte su due lati.

Dalle (12.17) e (12.21) si deduce:

$$A = \frac{n_1}{n_2} L_1^2 \tag{12.22}$$

e quindi:

$$L_1 = \sqrt{\frac{n_2}{n_1} A} \tag{12.23}$$

$$L_2 = \sqrt{\frac{n_1}{n_2} A} \tag{12.24}$$

Le dimensioni l_1 e l_2 dei lati di ciascuna vasca paralleli rispettivamente a L_1 e a L_2 risultano:

$$l_1 = \frac{L_1}{n_2 - 1} \tag{12.25}$$

$$l_2 = \frac{L_2}{n_1 - 1} \tag{12.26}$$

Per esempio, se $n_1 = 4$ e $n_2 = 5$ (come nel caso della figura 12.11), si ricava dalle precedenti formule:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{5}{4}; \quad L_1 = \sqrt{\frac{5}{4} A} \quad l_1 = \frac{L_1}{4}; \quad L_2 = \sqrt{\frac{4}{5} A} \quad l_2 = \frac{L_2}{3}$$

Di solito si ha $n_1 = 2$ (vasche disposte su una sola fila), per cui dalle (12.23), (12.24) e (12.26) si ottiene:

$$L_1 = \sqrt{\frac{n_2}{2} A} \tag{12.23'}$$

$$L_2 = \sqrt{\frac{2}{n_2} A} = l_2 \tag{12.24'}$$

Nel caso ancora più frequente di due vasche ($n_1 = 2$; $n_2 = 3$) (figura 12.12) si ha:

$$L_1 = \sqrt{\frac{3}{2} A}; \qquad l_1 = \frac{L_1}{2} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3}{2} A} \tag{12.23''}$$

$$L_2 = \sqrt{\frac{2}{3} A} = l_2 \tag{12.24''}$$

I rapporti tra i lati delle vasche sono i seguenti:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3}{2}; \qquad \frac{l_1}{L_2} = \frac{l_1}{l_2} = \frac{3}{4}$$

In tutti i calcoli sopra riportati deve risultare uguale ad A l'area interna complessiva delle vasche e quindi l_1 e l_2 rappresentano le dimensioni interne nette di ciascuna vasca. Naturalmente i risultati di tali calcoli hanno carattere orientativo e dovranno essere opportunamente adattati ai casi pratici.

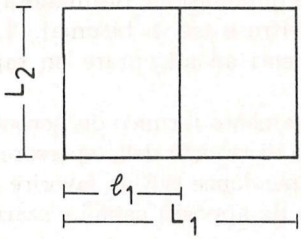


Fig. 12.12 Serbatoio a due vasche.

Per i serbatoi interrati e seminterrati è stata molto adoperata in passato la muratura di pietrame, di mattoni o mista, con malta di cemento o di calce pozzolanica; attualmente si preferisce il calcestruzzo, quasi sempre armato, di resistenza abbastanza elevata, sia per motivi economici, sia perché offre maggiori garanzie di impermeabilità, se il serbatoio è stato ben dimensionato ed eseguito.

La copertura dei serbatoi interrati e seminterrati a pianta circolare è in genere costituita da una volta sferica poggiante sulla parete cilindrica del serbatoio, o da un solaio piano o da una semplice soletta in calcestruzzo sostenuta dalla parete esterna ed eventualmente anche dai setti interni di divisione del serbatoio.

Per i serbatoi con vasche a pianta rettangolare la copertura può essere costituita da una serie di volte cilindriche appoggiate sulle pareti esterne e sulle pareti di

divisione delle vasche e disposte secondo la direzione che dà luogo alla minore luce delle volte. Se tale luce risulta molto grande, per ridurla si potranno fare poggiare le volte anche sui setti di divisione interna di ciascuna vasca; altre soluzioni consistono nel realizzare un'apposita struttura di sostegno delle volte – indipendente dalle pareti del serbatoio – costituita da una serie di pilastri con archi sovrastanti o nell'eseguire la copertura mediante volte a crociera sostenute da una serie di pilastri e travi incrociati.

È naturalmente possibile realizzare anche una copertura piana costituita da un solaio o da una soletta in cemento armato, poggiante sulle pareti esterne e di divisione fra le varie vasche e, se necessario, anche sui setti interni di ciascuna vasca o sostenuta da una struttura apposita, costituita da telai in cemento armato, disposti secondo una sola direzione o incrociati. In alcuni casi si fa poggiare la copertura sia sulle pareti delle vasche che su strutture intermedie di sostegno, costituite da archi e pilastri o da travi e pilastri, a seconda che si tratti di copertura a volte o di copertura piana.

Attualmente, grazie allo sviluppo raggiunto dalla tecnica delle costruzioni in cemento armato, viene in genere preferita la soluzione con copertura piana, di più semplice esecuzione, con la quale si ottiene un migliore sfruttamento della capacità del serbatoio. Inoltre, tranne nel caso di luci molto grandi, risulta senz'altro preferibile la soluzione di copertura sostenuta solo dalle pareti del serbatoio, in quanto i pilastri all'interno delle vasche rendono più difficili le operazioni di pulizia.

Per evitare qualsiasi possibilità di infiltrazione di acque esterne, la copertura dei serbatoi deve essere resa assolutamente impermeabile; ciò può essere ottenuto, per esempio, mediante strati multipli di cartonfeltro e bitume ossidato, posto a fiamma, con una prima mano di emulsione bituminosa a freddo, per un totale di cinque strati (due di cartonfeltro e tre di bitume). Le coperture piane devono inoltre avere pendenze sufficienti ad assicurare un rapido allontanamento delle acque esterne.

Per ottenere un buon isolamento termico del serbatoio, sopra la copertura va disposto uno strato di terreno di riporto dello spessore minimo di $0{,}80 \div 1{,}00$ m ben costipato, sagomato con pendenze tali da favorire lo scorrimento delle acque piovane, che vengono raccolte da appositi canali e scaricate a distanza dal serbatoio.

Nei calcoli statici della copertura occorre tener conto, oltre che del peso proprio e del peso del terreno di ricoprimento sovrastante, anche dei sovraccarichi accidentali o, in alternativa, dell'eventuale sovraccarico della neve, da valutare, a seconda della località, seguendo le indicazioni delle norme sulle ipotesi di carico sulle costruzioni.

Il fondo del serbatoio, che costituisce anche la platea di fondazione, ha in genere uno spessore compreso tra 0,30 e 0,50 m e non deve presentare alcuna lesione, per impedire sia l'ingresso di acque esterne, sia perdite d'acqua dal serbatoio stesso, che darebbero luogo a una riduzione della pressione massima che il terreno di posa può sopportare. Per avere sufficienti garanzie che non si verifichino fessurazioni occorre che, per le varie condizioni di carico, le pressioni massime trasmesse al terreno di fondazione siano piccole rispetto a quelle ammissibili, in modo da limitare i cedimenti e far sì che la distribuzione delle pressioni sia sempre prossima a quella uniforme, per evitare il verificarsi di cedimenti differenziali.

Le pressioni alla base possono essere limitate posando la fondazione a una profondità sufficientemente elevata, in modo che il peso del serbatoio pieno d'acqua non sia molto maggiore del peso del terreno che originariamente si trovava al di sopra del piano di posa della fondazione.

Al di sotto del fondo del serbatoio si realizza a volte un vespaio continuo di spessore prossimo a quello del fondo stesso, avente pendenze tali da convogliare le acque verso il contorno esterno, lungo il quale sono collocate tubazioni drenanti o cunicoli veri e propri. Cunicoli drenanti vengono realizzati anche in aderenza alle pareti esterne del serbatoio per tutta la loro altezza e le acque di infiltrazione intercettate vengono raccolte e allontanate dalle tubazioni drenanti poste lungo il perimetro di base del serbatoio stesso.

In alcuni casi, per maggior sicurezza, si realizza intorno alle pareti esterne delle vasche un cunicolo ispezionabile di larghezza minima di 1 m, ma tale soluzione è molto onerosa, in quanto occorre eseguire una doppia serie di pareti, di cui quella più interna è soggetta alla spinta idrostatica dell'acqua e quella esterna alla spinta del terreno circostante il serbatoio.

Al di sotto della platea di base si può anche realizzare, anziché un vespaio continuo, una serie di dreni ripieni di ghiaietto disposti secondo le due direzioni parallele ai lati del serbatoio e aventi sezione quadrata o rettangolare con lati di 0,20 ÷ 0,30 m; tali dreni sono a volte costituiti da tubazioni circondate da ghiaia.

Per ottenere un piano di posa sufficientemente regolare della fondazione è consigliabile livellare tale piano mediante un magrone di calcestruzzo di 0,10 ÷ 0,15 m di spessore, da realizzare al di sopra del fondo dello scavo o del vespaio di base.

Al fondo delle vasche occorre assegnare pendenze longitudinali e trasversali accuratamente studiate, per favorire lo scorrimento delle acque verso lo scarico di fondo; sono allo scopo sufficienti pendenze dell'ordine dell'1÷ 2%. Per i serbatoi a pianta circolare il fondo può essere a tal fine sagomato a volta rovescia, posizionando lo scarico di fondo nel punto più basso; questa soluzione risulta più adatta quando il terreno di fondazione può sopportare carichi limitati.

Solo in casi molto rari si rende necessario consolidare il terreno di fondazione mediante palificazioni o altri sistemi o realizzare fondazioni profonde su pali, in quanto le pressioni trasmesse dai serbatoi al terreno di appoggio sono in genere di modesta entità.

Le pareti esterne dei serbatoi (muri perimetrali) hanno sezione verticale rettangolare o trapezia, con lato interno verticale o con pendenza molto piccola e lato esterno con inclinazione maggiore. Solo se la copertura è a volta possono risultare convenienti sagome curve dei muri perimetrali, per evitare che le spinte delle volte diano luogo a sforzi di trazione. Le pareti di divisione interna delle vasche hanno invece sempre sezione verticale rettangolare o trapezia isoscele.

Per i serbatoi in muratura o in calcestruzzo semplice le pareti esterne e interne delle vasche vengono dimensionate escludendo nel modo più assoluto il verificarsi di sforzi di trazione, per qualsiasi condizione di carico; esse vengono calcolate come tutte le opere idrauliche massicce, resistenti solo per effetto della gravità, come per esempio le dighe di ritenuta a gravità, le traverse fluviali, le briglie ecc., prescindendo dalla collaborazione statica della copertura e della platea di base e dalla collaborazione reciproca dei muri stessi.

Devono essere soddisfatte le seguenti verifiche per tutte le condizioni di carico:
– per qualsiasi sezione orizzontale gli sforzi normali principali devono essere solo di compressione e non superare il carico di sicurezza del materiale;
– le pressioni trasmesse alla base devono risultare inferiori a quella massima ammissibile per il terreno di fondazione;
– per ogni sezione orizzontale, supponendo la presenza di un giunto tecnico, il rapporto tra la componente orizzontale e la componente verticale della risultante di tutte le forze agenti deve risultare inferiore al coefficiente f di attrito tra muratura e muratura ($f = 0{,}7 \div 0{,}8$) e al coefficiente di attrito tra muratura e terreno di fondazione nella sezione di base ($f = 0{,}6$).

Le pareti dei serbatoi di cemento armato possono invece essere soggette anche a sforzi di trazione, che vengono assorbiti dall'armatura metallica; risulta però indispensabile soddisfare la verifica alla fessurazione del calcestruzzo con un elevato coefficiente di sicurezza. Tale verifica viene effettuata con le stesse modalità viste nel paragrafo 4.8.1, relativamente alle tubazioni in cemento armato.

Le due condizioni di carico più sfavorevoli da prendere in esame per le pareti esterne dei serbatoi sono le seguenti:

1) *Serbatoio pieno e coperto*

Va considerata la spinta idrostatica agente sulle pareti quando nel serbatoio c'è il massimo livello previsto durante il funzionamento degli sfioratori di superficie, mentre si suppone, prudenzialmente, assente la spinta del terreno diretta in senso opposto. Il peso del terreno di ricoprimento sulla copertura e l'eventuale sovraccarico di neve andranno considerati solo se sono sfavorevoli per la stabilità (cosa che generalmente non accade). Se la copertura è a volta, andrà messa in conto anche la spinta di questa sulle pareti, ricercando la condizione di carico più gravosa.

1) *Serbatoio vuoto e scoperto*

Sulle pareti esterne si considera agente la spinta dovuta al terreno circostante e sovrastante.

Per le pareti di divisione tra le vasche la situazione più gravosa è quella di spinta idrostatica agente solo da un lato, supponendo quindi una vasca piena fino al massimo livello e quella adiacente completamente vuota.

Per ottenere la perfetta impermeabilità della superficie interna del serbatoio, in modo particolare del fondo e delle pareti che sono a contatto con l'acqua, occorre particolare cura nella realizzazione, sia della muratura che dell'intonaco. Per la prima è consigliabile l'impiego di cementi a lenta presa, per evitare forti ritiri, oltre, naturalmente, a usare tutti gli accorgimenti necessari per ottenere un'elevata resistenza.

Per l'esecuzione dell'intonaco è opportuno procedere nel modo seguente: completata la muratura, si riempie d'acqua il serbatoio, controllando le perdite che si manifestano; quando tali perdite sono divenute trascurabili (ciò avviene di norma dopo circa un mese), si vuota il serbatoio e si esegue l'intonaco. Per far sì che questo aderisca alla muratura, occorre pulire e spazzolare bene le superfici di applicazione; l'intonaco sarà formato da due, o meglio da tre, strati, per uno spessore complessivo di circa 20 mm, impiegando un impasto con un dosaggio di 400 Kg di cemento e di 250 l d'acqua per ogni metro cubo di sabbia, costituita da grani del

diametro massimo di 3 mm per i primi due strati e di 0,8 ÷ 1 mm per l'ultimo, che dovrà risultare particolarmente liscio, in modo da consentire una facile e perfetta pulizia periodica.

Una volta ultimato, l'intonaco dovrà essere tenuto bagnato per alcuni giorni, al fine di evitare la formazione di sottili lesioni per il ritiro del cemento. Per avere maggiori garanzie di impermeabilità, sull'intonaco si applicano a volte delle vernici sintetiche siliconiche, epossidiche o di altro genere, le quali devono però offrire le più assolute garanzie di inalterabilità nel tempo e di insolubilità nell'acqua.

Per ottenere una buona pulizia del serbatoio è necessario che gli spigoli delle pareti siano ben arrotondati e che le pendenze di fondo delle vasche siano accuratamente studiate ed eseguite, per convogliare l'acqua verso lo scarico di fondo.

Le vasche del serbatoio devono essere tenute rigorosamente al buio per evitare lo sviluppo di alghe; quando è necessario accedere al loro interno per la manutenzione o la pulizia, l'illuminazione potrà essere ottenuta mediante lampade a batteria o a gas e, per i grandi serbatoi, anche mediante un normale impianto elettrico fisso.

La camera di manovra potrà invece essere anche provvista di piccole aperture di illuminazione naturale, da tenere però normalmente chiuse mediante infissi metallici a perfetta tenuta.

L'accesso alle vasche avviene mediante aperture praticate nel piano superiore della camera di manovra, aperture che nei grandi serbatoi sono protette da porte metalliche che si aprono verso la camera stessa, dotate di guarnizioni a tenuta stagna, con soglia a quota più elevata del massimo livello liquido.

Nei piccoli serbatoi le scale per scendere nelle vasche sono di ferro, del tipo alla marinara o simile, mentre i serbatoi più grandi sono muniti di scale metalliche con normali gradini di lamiera striata o di scale di cemento armato; le prime presentano lo svantaggio di richiedere una continua manutenzione per evitare la formazione di ruggine, ma hanno di contro il vantaggio di essere molto meno ingombranti delle seconde.

Per motivi di carattere igienico dovrà essere posta particolare cura al sistema di aerazione delle vasche, necessaria per far fronte alle continue oscillazioni del livello liquido. L'aria viene presa dall'esterno attraverso aperture praticate nelle pareti della camera di manovra e protette dall'ingresso di animali e insetti mediante inferriate e reticelle metalliche a maglia molto fitta. In passato l'aria veniva fatta pervenire dalla camera di manovra alle vasche attraverso ampi cunicoli praticati al di sopra o entro i muri perimetrali e divisori delle vasche stesse, ma attualmente si preferisce realizzare delle semplici aperture tra camera e vasche, eventualmente protette anch'esse da reti metalliche.

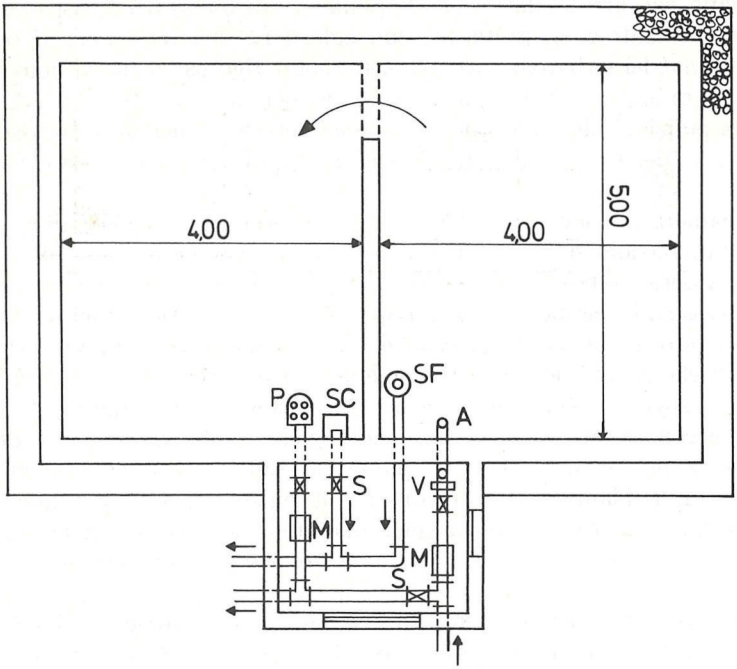
Meno consigliabile è la realizzazione di prese d'aria attraverso la copertura delle vasche mediante tubazioni provviste di fitte reti e di cappelli di protezione, per impedire l'ingresso delle acque piovane e di altre sostanze dall'esterno.

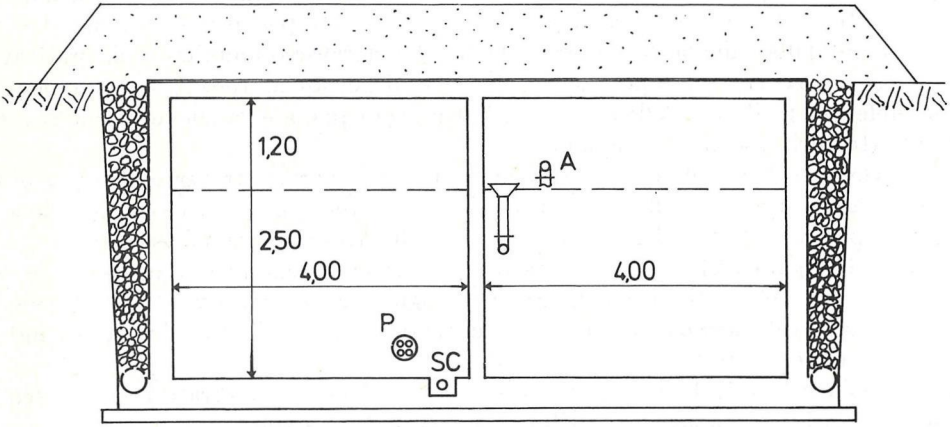
Nella figura 12.13 è rappresentato un serbatoio seminterrato a una sola vasca rettangolare della capacità di 100 m^3; nella figura 12.14 è rappresentata la sezione trasversale dello stesso serbatoio con accesso dall'alto (soluzione adottata quando il serbatoio è completamente interrato).

Nella figura 12.15 è rappresentato un serbatoio seminterrato a due vasche rettangolari della capacità di 1000 m^3, con copertura a volte.

Nella figura 12.16 è rappresentato un serbatoio seminterrato, della capacità di 500 m^3, costituito da due vasche circolari con copertura a volta e fondo sagomato a volta rovescia.

Nella figura 12.17 è rappresentato un serbatoio a due vasche in caverna, della capacità di 600 m^3. Nella figura 12.18 sono riportate alcune delle forme di vasche che, insieme a quelle viste nelle precedenti figure, vengono più comunemente impiegate nei serbatoi delle tipologie strutturali descritte.





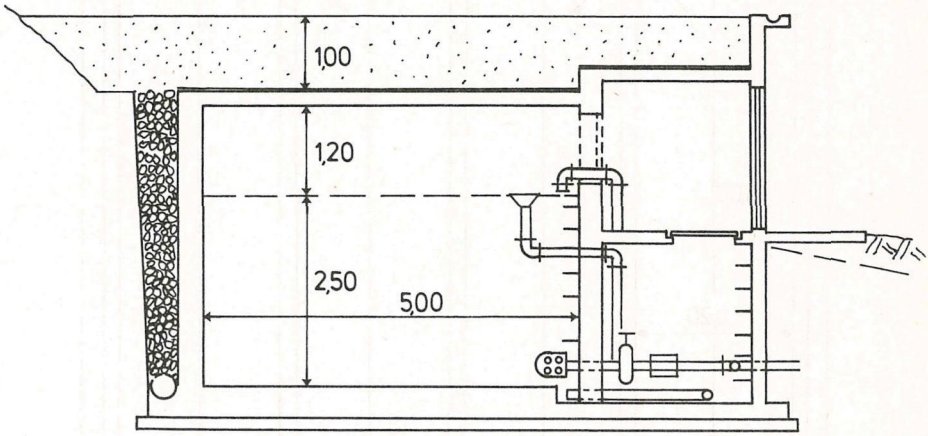


Fig. 12.13 Serbatoio seminterrato a una sola vasca della capacità di 100 m^3: pianta, sezione longitudinale e sezione trasversale.

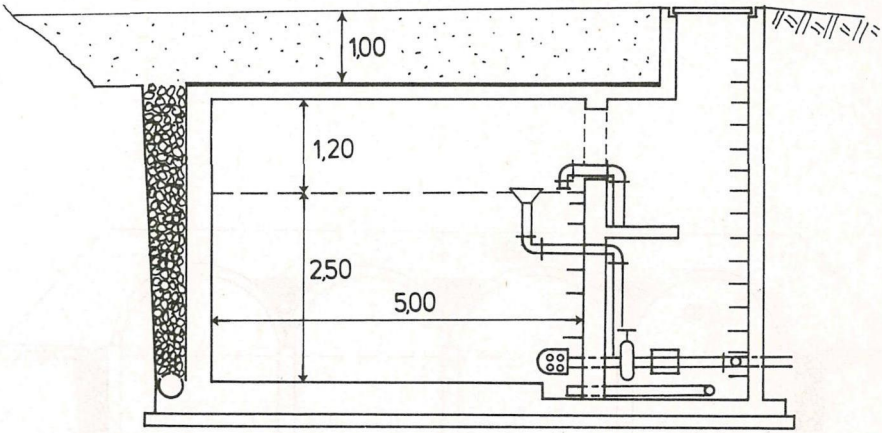
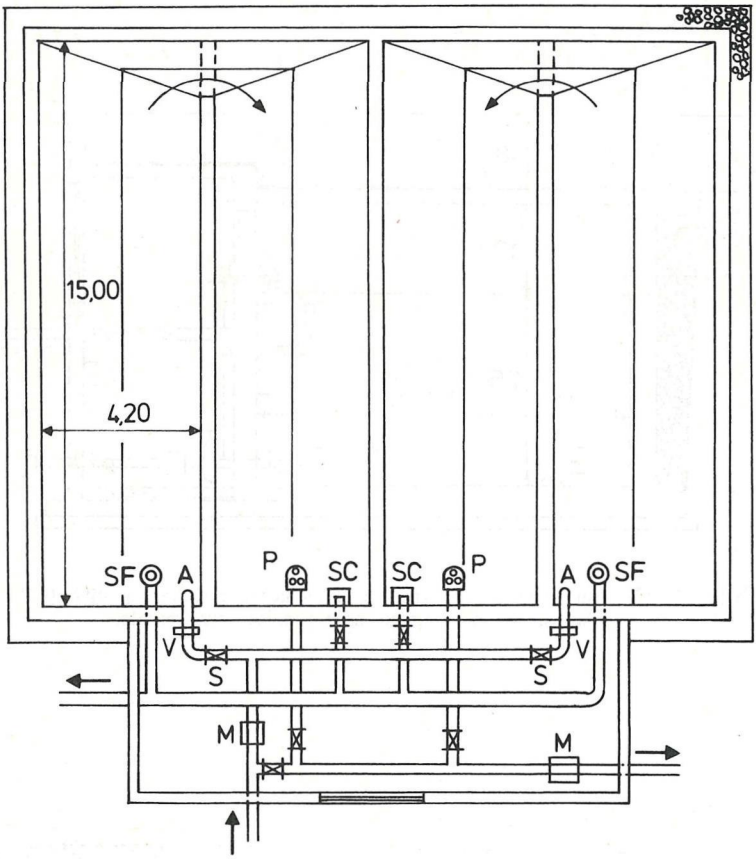
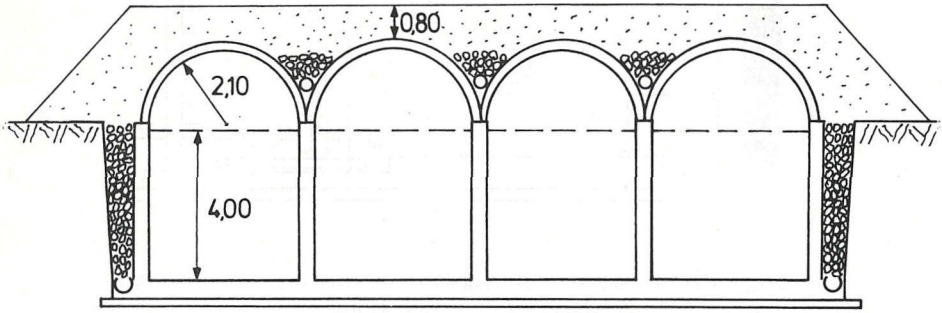


Fig. 12.14 Sezione trasversale del serbatoio della figura 12.13: soluzione con accesso dall'alto.


15,00
4,20
SF
A
P
SC
SC
P
A
SF
V
S
S
V
M
M


0,80
2,10
4,00

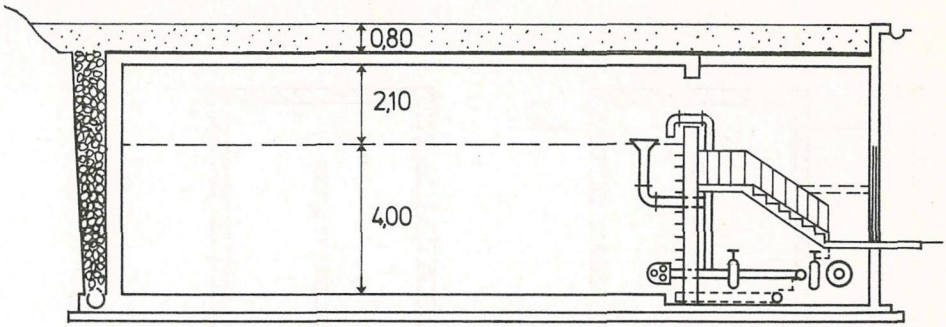


Fig. 12.15 Serbatoio seminterrato a due vasche della capacità di 1000 m^3 con copertura a volte: pianta, sezione longitudinale e sezione trasversale.

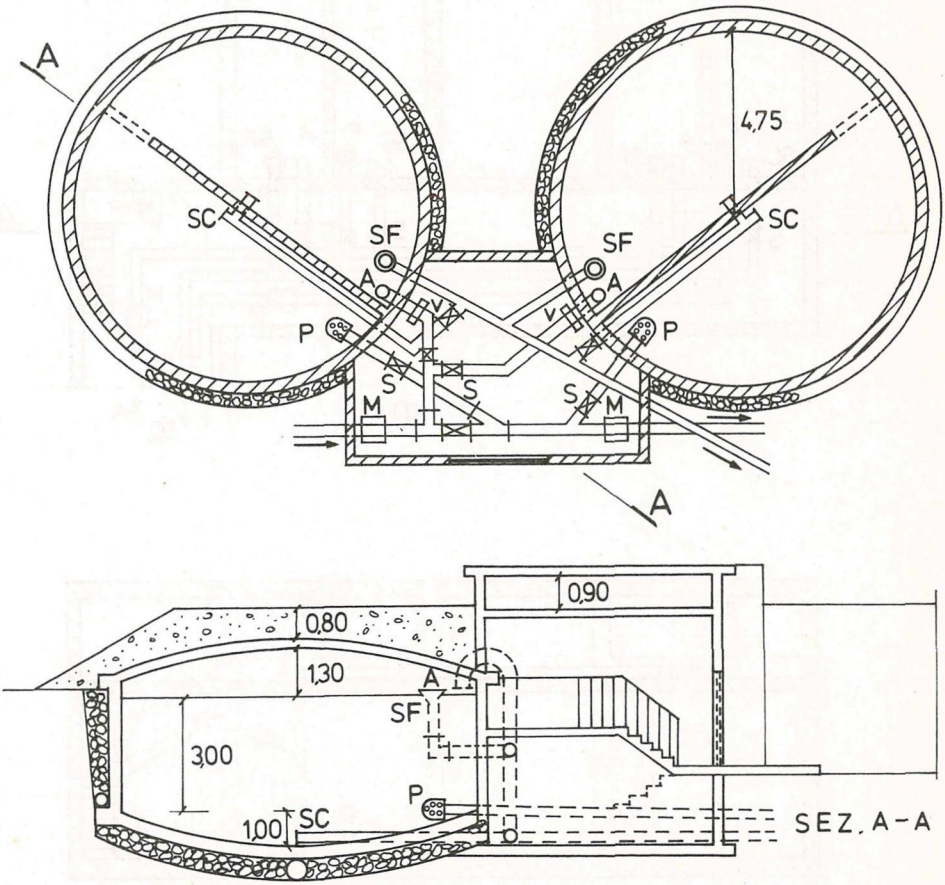
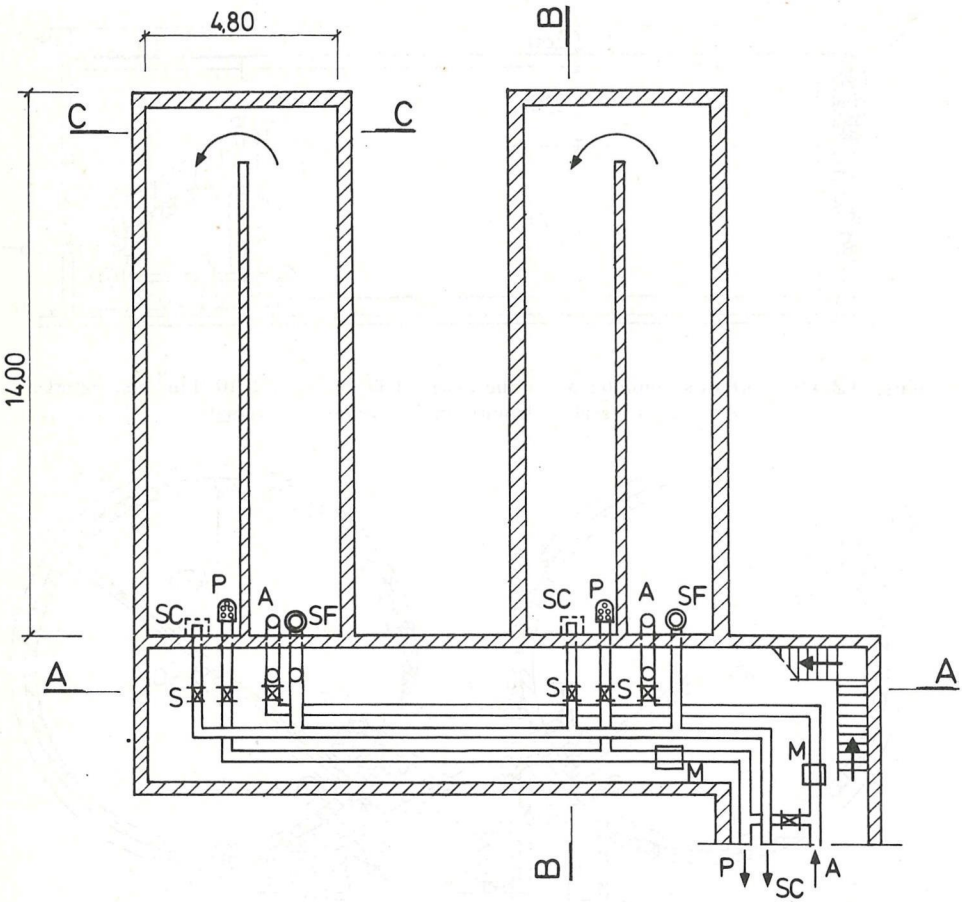
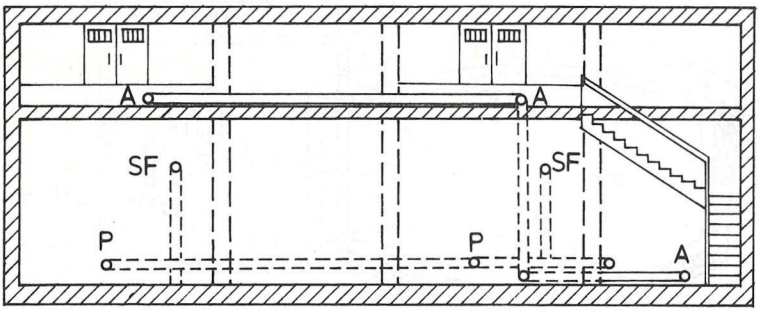


Fig. 12.16 Serbatoio seminterrato a due vasche circolari della capacità di 500 m^3.





SEZ. A-A

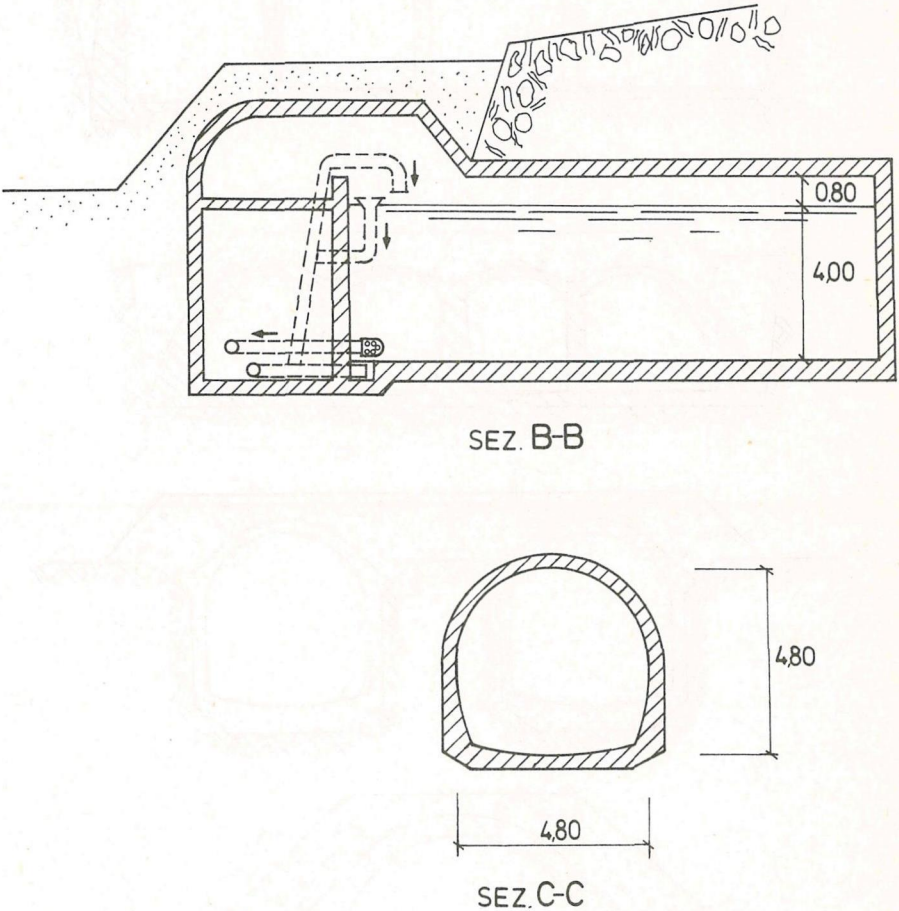


Fig. 12.17 Serbatoio a due vasche in caverna della capacità di 600 m^3: pianta e sezioni.

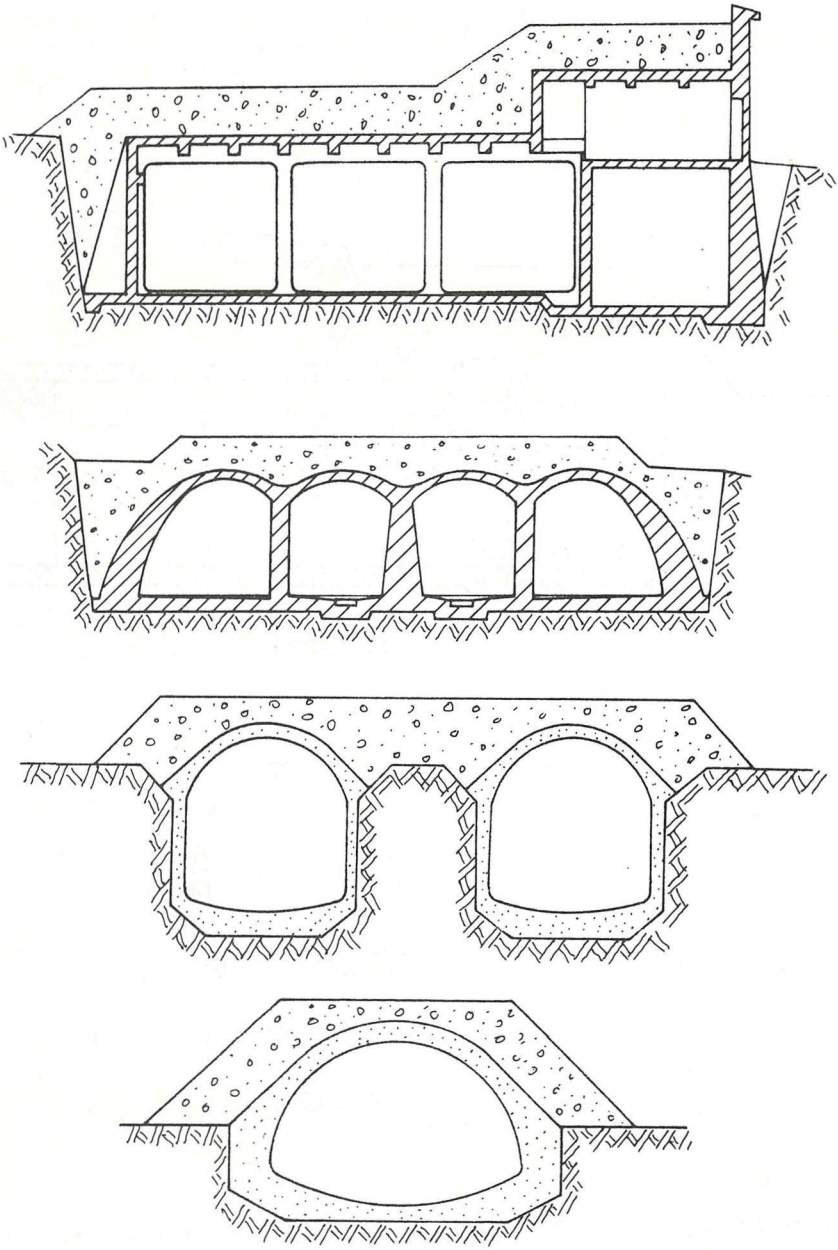


Fig. 12.18 Alcune delle forme di vasche più comunemente impiegate nei serbatoi interrati.

12.7 I serbatoi pensili

I serbatoi pensili sono costituiti essenzialmente da una vasca posta a una certa altezza sul suolo e sostenuta da un'apposita struttura. Vengono realizzati in cemento armato e in cemento armato precompresso; il cemento armato precompresso risulta economicamente conveniente per capacità superiori a $600 \div 700$ m^3 e diviene indispensabile per capacità dell'ordine di qualche migliaio di metri cubi; per l'impiego dell'acciaio vale quanto detto nel paragrafo 12.4.

Esistono varie tipologie e tecniche di realizzazione di tali serbatoi, che per le notevoli altezze e le grandi capacità costituiscono delle strutture impegnative; attualmente si dà un'importanza non trascurabile anche all'aspetto estetico, per rendere più facile l'inserimento di tali manufatti nell'ambiente urbano circostante.

La struttura di sostegno è quasi sempre costituita da una serie di pilastri verticali o con leggera inclinazione verso l'esterno procedendo verso il basso, oppure da una torre cilindrica o troncoconica a sezione circolare cava; le soluzioni con pilastri inclinati verso l'esterno o con torre troncoconica sono preferibili sotto l'aspetto statico per altezze superiori a $15 \div 20$ m.

I pilastri di sostegno della vasca sono per lo più in numero di 6 o di 8 e sono superiormente collegati da una trave anulare a sezione rettangolare; per altezze superiori ai 10 m circa i pilastri vengono fra loro collegati con anelli di controventamento, non solo in sommità ma anche a una o più quote intermedie (figura 12.19).

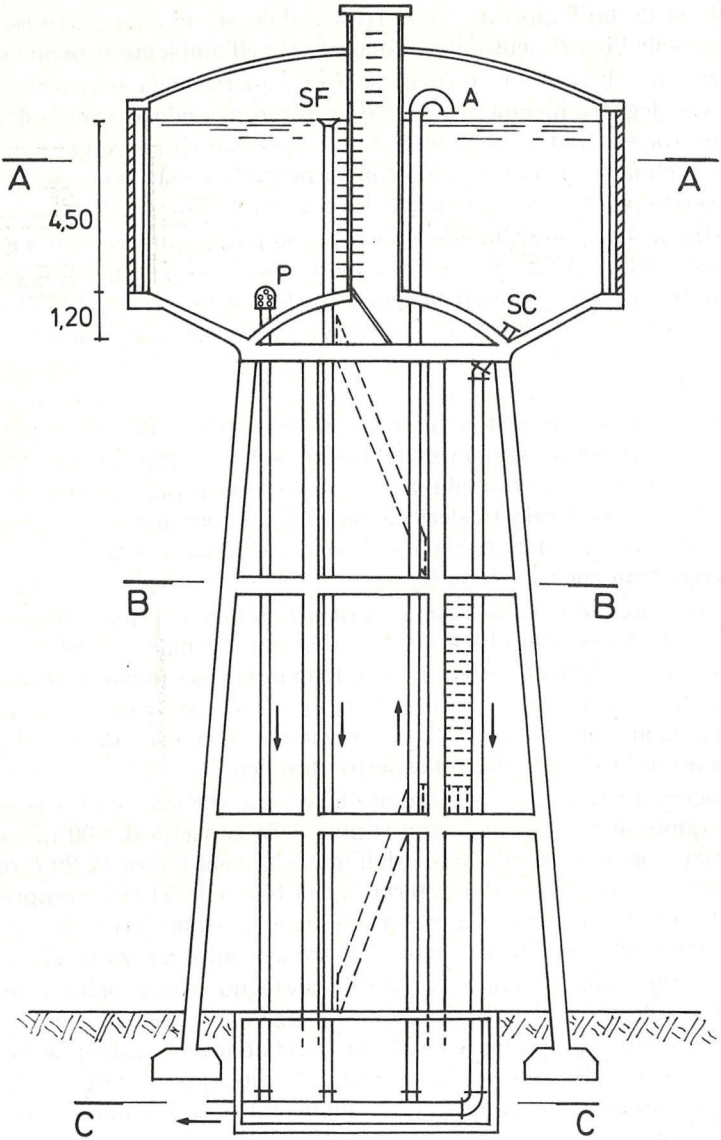
Sull'anello di collegamento della sommità dei pilastri si imposta il fondo della vasca del serbatoio, che in genere ha forma troncoconica o di cupola sferica ribassata, con concavità verso l'alto o verso il basso (serbatoio tipo Hintze). Al di sopra del fondo la vasca è per lo più cilindrica e sostiene la copertura che ha in genere forma troncoconica o di calotta sferica. Per una migliore distribuzione degli sforzi vengono realizzate travi anulari di collegamento della parete cilindrica della vasca, sia con la copertura che con il fondo.

Alcuni serbatoi sopraelevati sono costituiti da una vasca cilindrica sostenuta da una torre anch'essa cilindrica, avente diametro uguale a quello della vasca (serbatoi a torre). Questi serbatoi raggiungono spesso buoni risultati estetici, tuttavia risultano più costosi rispetto ai tipi precedentemente descritti e per grandi capacità richiedono altezze della vasca notevoli che, come si è detto nel paragrafo 12.4, non sono soddisfacenti sotto l'aspetto idraulico.

Nella figura 12.19 sono rappresentate la sezione verticale e le sezioni trasversali a varie quote di un serbatoio tipo Hintze della capacità di 500 m^3, sostenuto da sei pilastri, con accesso alla vasca dall'interno; nella figura 12.20 è rappresentata la soluzione con accesso dall'esterno; nella figura 12.21 sono rappresentati il prospetto, la sezione verticale e la camera di manovra di un serbatoio pensile della capacità di 1000 m^3, sostenuto da uno stelo troncoconico a sezione circolare cava.

Nei serbatoi a torre o con struttura di sostegno troncoconica la camera di manovra viene ubicata al livello del piano di campagna, realizzandola all'interno della struttura di sostegno (figura 12.21); se questa è invece costituita da una serie di pilastri, la camera di manovra viene realizzata interrata (figura 12.19) o ancora a livello del piano di campagna, previo tamponamento della parte inferiore della struttura in elevazione.

All'interno della struttura di sostegno vengono costruite le scale, che permettono di raggiungere la parte inferiore della vasca; l'accesso all'interno di questa avviene attraverso un'apertura praticata nella copertura, che deve essere opportunamente protetta dall'esterno (figura 12.20), o attraverso un vano cilindrico centrale praticabile (figure 12.19 e 12.21).



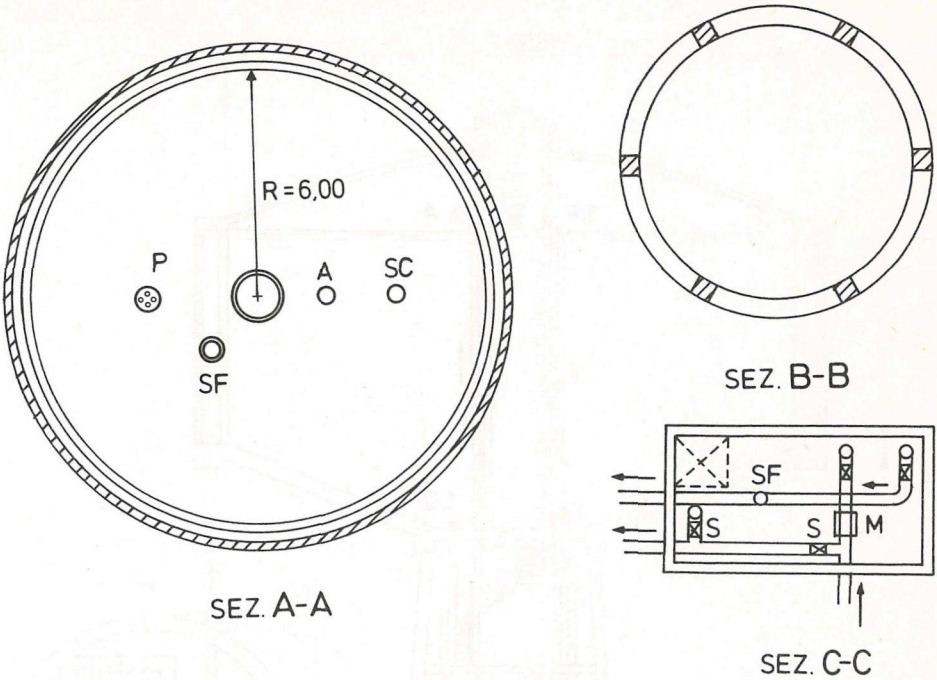


Fig. 12.19 Serbatoio tipo Hintze della capacità di 500 m^3 con accesso alla vasca dall'interno.

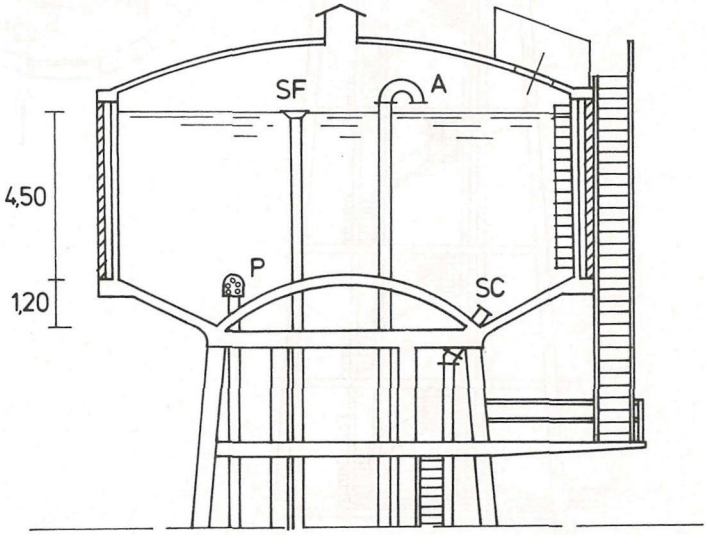
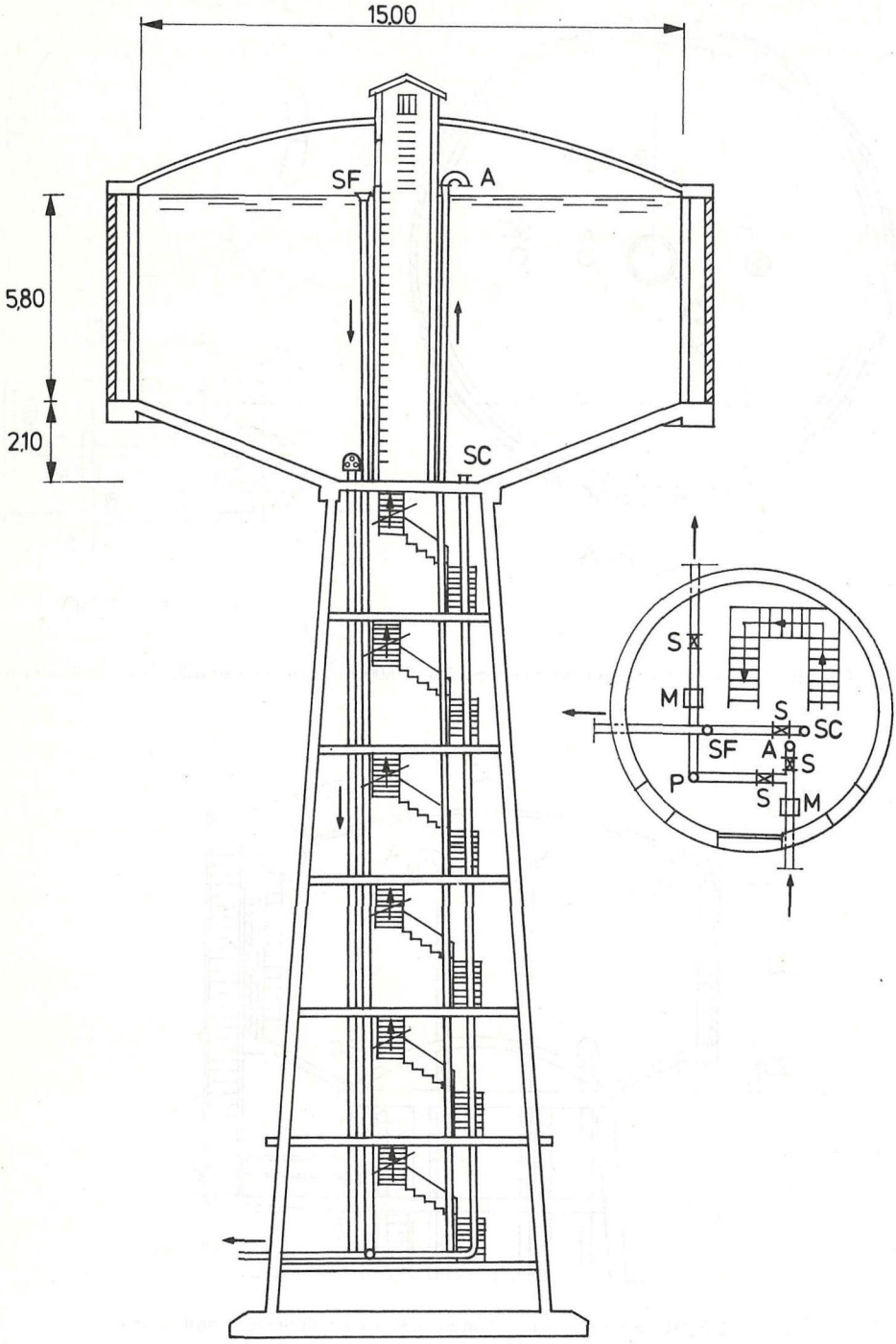


Fig. 12.20 Serbatoio tipo Hintze: soluzione con accesso dall'esterno.


15,00
SF
A
5,80
2,10
SC
S
M
S
SC
SF
A
S
P
S
M

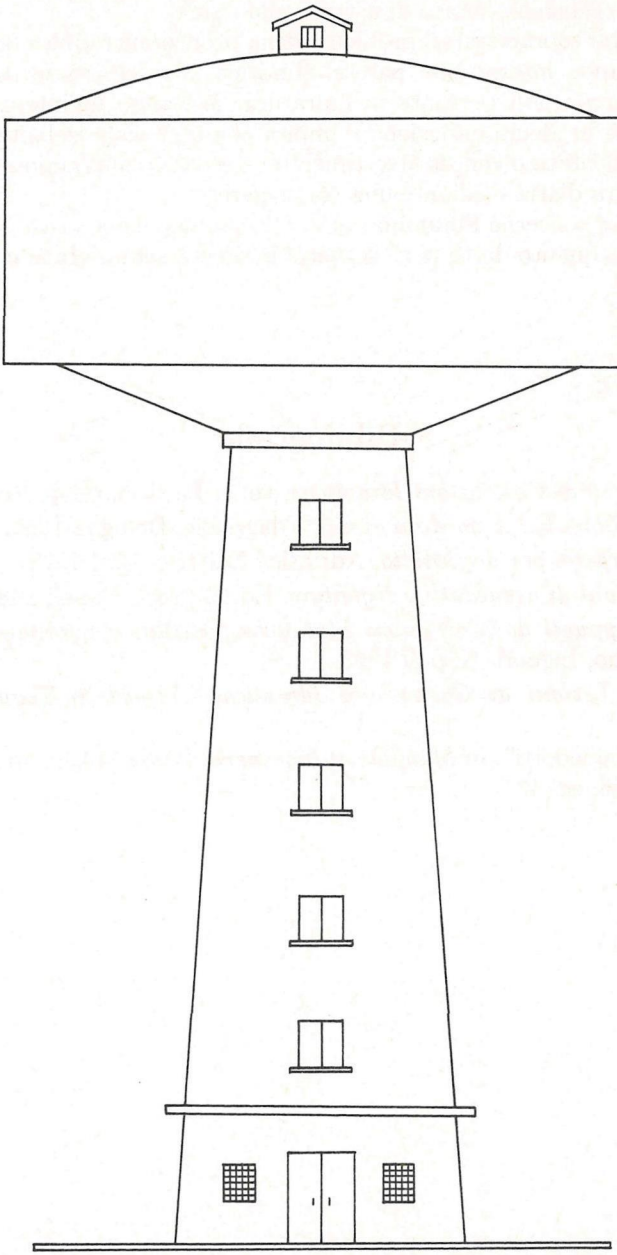


Fig. 12.21 Serbatoio pensile della capacità di 1000 m^3: sezioni e prospetto.

Nel primo caso, per giungere alla copertura occorre realizzare delle scale esterne alla parete della vasca, alle quali si accede dalle scale interne alla struttura di sostegno; nel secondo caso, invece, le scale vengono proseguite all'interno del vano cilindrico centrale, dotato di accesso alla vasca.

Nei serbatoi sopraelevati il problema della protezione termica dell'acqua viene risolto realizzando intorno alla parete cilindrica in calcestruzzo della vasca una parete più esterna non portante in muratura, lasciando un'intercapedine tra le due pareti, che in alcuni casi viene riempita con materiale isolante; la copertura può essere coibentata o con un rivestimento esterno o realizzando anche intorno a essa una camera d'aria mediante una controparete.

Per quanto concerne l'illuminazione e l'aerazione della vasca dei serbatoi sopraelevati, vale quanto detto per i serbatoi interrati, seminterrati e in caverna.

Bibliografia

Arredi F., *Corso di Costruzioni Idrauliche*, vol.1, La Goliardica, Roma 1982.

Frega G., Orabona E., *Acquedotti rurali*, Edagricole, Bologna 1966.

Frega G., *I serbatoi per acquedotto*, Adriatica Editrice, Bari 1972.

Frega G., *Lezioni di acquedotti e fognature*, Ed. Liguori, Napoli 1984, 2^a ediz.

Ippolito G., *Appunti di Costruzioni Idrauliche*, Edizione aggiornata a cura di G. De Martino, Liguori, Napoli 1993.

Marchetti M., *Lezioni di Costruzioni Idrauliche–Acquedotti*, Tamburini, Milano 1947.

Zoccoli F.," Acquedotti", in *Manuale di Ingegneria Civile*, vol.1, cap.5, Cremonese, Roma 1986, ed. 2^a.

13

I SISTEMI DI TELECONTROLLO E LA RIABILITAZIONE DELLE RETI

13.1 I sistemi di telecontrollo degli impianti idrici

Nei sistemi idrici in generale e in quelli aquedottistici in particolare si sta sempre maggiormente diffondendo l'impiego di sistemi di telecontrollo più o meno semplici, per la loro indubbia utilità ai fini del controllo continuo delle condizioni di funzionamento, della possibilità di cambiare in tempo reale le stesse adeguandole alle esigenze di esercizio continuamente mutevoli, di interrompere il servizio con la massima tempestività al verificarsi di situazioni di emergenza e, infine, di programmare in maniera ottimale la gestione dei sistemi idrici, qualsiasi sia la loro complessità, minimizzando in particolare le perdite e gli sprechi d'acqua.

Un sistema di telecontrollo è essenzialmente costituito dai seguenti sottosistemi:

– sistema di telerilevamento, costituito da unità periferiche di raccolta di misure e dati, che vengono trasformati in segnali (Remote Terminals Units – RTU);

– reti di telecomunicazione che trasmettono a distanza i dati raccolti;

– centro di controllo, cui pervengono tutti i dati raccolti, che assolve a svariate funzioni, come le seguenti:

– acquisizione e validazione dei dati che possono essere rappresentati su video, graficati e stampati;

– archiviazione dei dati stessi, che vengono elaborati in diversi modi con opportuni programmi di calcolo;

– trasmissione di comandi alle varie apparecchiature idrauliche sulla base dei dati aquisiti, in modo da adeguare in tempo reale il funzionamento di tutto il sistema idrico alle più svariate esigenze relative a una migliore gestione.

Alle unità periferiche (RTU) può essere assegnata non solo la semplice funzione di raccolta di segnali, ma anche quella di controllo e di regolazione locale del sistema; ciò da un lato snellisce le reti di telecomunicazione e riduce le funzioni del centro di controllo vero e proprio, dall'altro comporta unità RTU più complesse, capaci di memorizzare i dati raccolti e di comandare le apparecchiature locali. Per esempio, le valvole automatizzate, il cui funzionamento è telecomandato in base alla misura di grandezze fisiche effettuata sul posto, non sono altro che RTU con funzione di controllo.

A volte una RTU viene collegata con altre RTU vicine, in modo da raccogliere più dati utili per il controllo del sistema locale.

La tendenza attuale è quella di realizzare per i vari impianti presenti nel sistema idrico (di sollevamento, di potabilizzazione ecc.) apposite unità periferiche di regolazione e controllo, per poter massimizzare la funzione gestionale dell'unità centrale, alla quale devono comunque essere inviati i dati relativi alle condizioni di funzionamento istantanee degli impianti stessi, indispensabili per le elaborazioni e per la programmazione gestionale dell'intero sistema.

La rete di telecomunicazione che deve trasmettere i segnali utilizza mezzi diversi (ponte radio, cavo telefonico, fibra ottica, satellite ecc.); affinché il sistema sia efficiente, la velocità di trasmissione deve essere elevata. La fibra ottica ha avuto di recente un notevole sviluppo, in quanto possiede una banda passante molto ampia, che permette la trasmissione con elevate velocità e inoltre ha il pregio di avere peso e dimensioni ridotte e di assicurare un completo isolamento galvanico.

I dati inviati al centro di controllo sono più o meno numerosi a seconda delle grandezze che si vogliono controllare e quindi dell'importanza del sistema di telecontrollo. All'unità centrale vengono, per esempio, inviati dati relativi al funzionamento riguardanti grandezze prettamente idrauliche come la portata, la velocità, la pressione, i livelli idrici, o grandezze inerenti la qualità dell'acqua (temperatura, torbidità, pH ecc.); l'invio e l'acquisizione dei dati può avvenire in continuo o a prefissati intervalli di tempo, piccoli quanto si vuole. Alcune segnalazioni sono per semplicità a due stati ("si" - "no") e permettono, per esempio, di sapere se un serbatoio è pieno o no, se una valvola è aperta o chiusa, se in una data sezione la velocità è nulla o no ecc.

I dati raccolti dall'unità centrale vengono elaborati in vari modi, utilizzando opportuni software: vengono innanzi tutto controllati i valori limiti e determinate le grandezze non rilevate direttamente, passando successivamente al calcolo dei valori medi in prefissati intervalli di tempo. Successivamente i dati vengono ordinati e archiviati in forma sia tabulare che grafica, secondo i criteri scelti; su video si ha la rappresentazione sia del funzionamento istantaneo dell'intero sistema idrico che dei valori medi e dei valori integrali delle varie grandezze in dati periodi di tempo. Le situazioni di allarme vengono opportunamente segnalate in modo da poter intervenire tempestivamente.

In base alla situazione di funzionamento vengono effettuate le azioni di telecomando del sistema idrico, che in genere sono decise dall'operatore, il quale le imposta sulla tastiera di un terminale o su un apposito banco.

Nei sistemi esperti tali azioni vengono messe in atto direttamente dall'elaboratore, al verificarsi di determinate situazioni; a questi sistemi oggi vengono sempre più preferiti quelli in cui l'elaboratore del centro fornisce all'operatore in tempo reale tutte le elaborazioni dei dati raccolti e i risultati di programmi di calcolo, che costituiscono un valido supporto decisionale per l'operatore stesso, al quale viene demandata la decisione finale sulle azioni da mettere in atto.

Le manovre dell'operatore possono essere decise sia per adeguare il funzionamento dell'impianto idraulico alle esigenze di esercizio continuamente mutevoli, sia per una più corretta ed economica gestione dell'impianto stesso, che può essere individuata mediante idonei software.

Esiste poi la possibilità di far mettere direttamente in atto dall'elaboratore alcune azioni, quando si verificano determinate situazioni di pericolo o di emer-

genza, azioni che non dipendono dalla discrezionalità decisionale dell'operatore (per esempio, la chiusura di una valvola che interrompe il flusso quando a valle si è verificata la rottura della tubazione), lasciando a questo la scelta delle altre manovre.

Il sistema di telecontrollo dà anche la possibilità di verificare se il funzionamento del sistema idrico è conforme alle previsioni progettuali e di dare informazioni sullo stato delle apparecchiature di regolazione e controllo, delle macchine e dei vari dispositivi installati; se il funzionamento del sistema non è quello richiesto per una qualsiasi causa (alterazione della scabrezza delle tubazioni, perdite d'acqua, presenza di ostruzioni ecc.), il centro di controllo può fornire valide e immediate indicazioni sugli interventi da mettere in atto per migliorarlo. Naturalmente la potenzialità dell'elaboratore e i software di calcolo devono essere adeguati alle funzioni richieste che, come si è visto, possono essere molteplici; inoltre, per avere adeguate garanzie di continuità di funzionamento, è opportuno prevedere centri di controllo dotati di più elaboratori, in reciproca riserva attiva.

Come si è in precedenza accennato, i dati che possono essere raccolti, trasmessi ed elaborati riguardano non solo grandezze prettamente idrauliche ma anche grandezze relative alla qualità dell'acqua, che può essere tenuta sotto controllo continuo mediante analisi in vari punti (opere di presa, serbatoi, rete di distribuzione, zone in cui si ritiene possano esistere maggiori possibilità di inquinamento), consentendo sia di mettere in atto quegli accorgimenti mirati a migliorare la qualità stessa (per esempio, la regolazione del dosaggio degli impianti di clorazione) che di intervenire con la massima tempestività anche interrompendo il servizio, non appena sia stato ravvisato un piccolo inquinamento.

Fra i software di un impianto di telecontrollo merita di essere citato, oltre a quelli relativi al funzionamento e alla gestione ottimale del sistema idrico, il software per l'analisi diagnostica in caso di guasti che, in base alle informazioni raccolte, formula più ipotesi del guasto, le quali vengono successivamente valutate quantitativamente, per poter scartare quelle meno probabili; viene così ridotta o del tutto eliminata l'incertezza relativa ai punti su cui occorre intervenire.

Attualmente si vanno diffondendo sistemi che nell'ambito di uno stesso territorio controllano più impianti (idrici, elettrici, di distribuzione del gas), con indubbi vantaggi economici.

13.2 Le perdite degli acquedotti

Il problema della ricerca e della riduzione delle perdite degli acquedotti ha assunto nel tempo importanza sempre maggiore in quanto, di fronte a una continua espansione dei consumi, la disponibilità idrica si è sempre più spesso dimostrata insufficiente.

Come si è detto nel paragrafo 1.3.2, occorre innanzi tutto distinguere le perdite dagli sprechi, dovuti a un uso non corretto dell'acqua; le perdite a loro volta si distinguono in:

– perdite reali o fisiche;

– perdite amministrative, costituite dai volumi idrici consumati e non contabilizzati.

Le perdite amministrative rivestono un'importanza di carattere economico,

per cui agli enti gestori del servizio risulta conveniente combatterle. Peraltro, di tali perdite possono essere ridotte o eliminate solo le aliquote dovute ai volumi idrici utilizzati illegalmente, mediante prese e allacci abusivi, manomissione dei contatori ecc., ai volumi contabilizzati per difetto per il cattivo funzionamento dei contatori e a quelli sprecati per una non corretta gestione dell'acquedotto (sfiori dai serbatoi, aperture errate degli organi di scarico); non è invece possibile eliminare l'aliquota delle perdite amministrative dovuta ai volumi utilizzati per i servizi pubblici, quando tali servizi sono gestiti dallo stesso ente gestore dell'acquedotto.

Le perdite reali rappresentano in media circa il 70% delle perdite globali e su di esse vengono in prevalenza concentrati gli sforzi di riduzione. Da un punto di vista esclusivamente economico non conviene spingere la ricerca della riduzione delle perdite reali al di sotto di un dato limite, almeno nel caso che la disponibilità idrica sia sufficiente a soddisfare la richiesta, anche in presenza delle perdite. Infatti in questa situazione il costo delle perdite è costituito dai costi di produzione, cioè dalla somma dei costi di pompaggio e di quelli di trattamento e perciò si può ritenere che esso aumenti all'incirca linearmente con le perdite stesse. Invece, il costo dell'individuazione e degli interventi per la riduzione delle perdite, che dipende da molti fattori, risulta rapidamente crescente al diminuire dell'entità delle perdite stesse, con un andamento che in genere viene ipotizzato di tipo iperbolico. La funzione somma presenta un valore minimo per un dato valore del livello delle perdite (figura 13.1) che è ovviamente quello fino al quale risulta economicamente conveniente intervenire (Bossola, 1992).

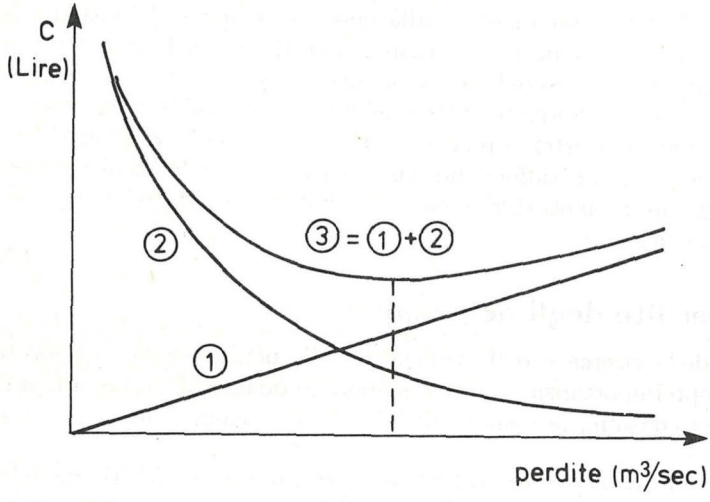


Fig. 13.1 Costi delle perdite d'acqua (1), degli interventi di riduzione delle perdite (2) e costi globali (3).

Nella pratica risulta però estremamente difficile individuare tale valore, per le incertezze legate all'indeterminazione della curva dei costi di riduzione delle

perdite, in quanto, come si è già detto, tali costi dipendono da vari fattori, quali il materiale delle tubazioni, la natura dei terreni, la strutturazione della rete, le località di intervento, le tecniche che vengono applicate ecc.

D'altra parte, ben difficilmente il problema può essere affrontato nei temini esclusivamente economici sopra descritti, prescindendo dal fatto che l'acqua rappresenta di per sé un bene di enorme valore: basti pensare che, secondo l'ipotesi fatta in precedenza di costo delle perdite pari al costo di produzione, nel caso di acquedotti funzionanti a gravità senza la presenza di trattamenti di rilievo, il costo delle perdite d'acqua sarebbe nullo, per cui non risulterebbe conveniente intervenire qualsiasi sia l'entità delle perdite stesse. Quindi, per pervenire a una corretta soluzione del problema, anche sotto l'aspetto esclusivamente economico, va comunque assegnato un valore all'acqua che si perde, indipendentemente dalla disponibilità idrica; d'altra parte, attualmente si trovano difficilmente acquedotti che riescano a soddisfare integralmente i fabbisogni in presenza di perdite cospicue, per cui queste assumono un valore economico pari al costo della mancata fatturazione.

C'è poi un altro aspetto da non sottovalutare: quando le perdite sono elevate, anche se la disponibilità idrica fosse ugualmente sufficiente a soddisfare i fabbisogni, le tubazioni di adduzione esterna e la rete di distribuzione ben difficilmente sarebbero sufficienti al trasporto dei maggiori volumi idrici che risulta necessario captare.

Da quanto esposto risulta chiara la complessità del problema della determinazione del valore limite del livello di perdita al di sotto del quale non esiste convenienza tecnico-economica a intervenire, per cui normalmente, in base all'esperienza, si assume tale limite variabile tra il 5 e il 10% del volume d'acqua captato, supponendo che questo valore rappresenti la perdita fisiologica di un acquedotto.

Come già detto nel paragrafo 1.3.2, l'aliquota maggiore delle perdite si verifica nelle reti di distribuzione per vari motivi, quali la presenza di un numero molto elevato di pezzi speciali e di apparecchiature di regolazione, controllo e misura, la presenza spesso molto diffusa di collegamenti tra tubazioni di diverso materiale, le maggiori sollecitazioni dei tubi per effetto delle azioni esterne dovute al traffico, le maggiori difficoltà e i costi più elevati degli interventi, per cui a volte vengono mantenuti in esercizio tratti della rete che sarebbe opportuno riparare o sostituire.

13.3 Metodi adottati per contenere le perdite

I metodi più diffusi per il contenimento delle perdite, in ordine di costo crescente, sono i seguenti:

- il controllo della pressione nella rete di distribuzione;
- l'ispezione periodica dei pozzetti in cui sono installate le apparecchiature;
- la ricerca dei punti in cui si verificano le perdite;
- la periodica riabilitazione e il rifacimento dei tratti di tubazione deteriorati.

Il controllo e il mantenimento della pressione nella rete ai valori minimi necessari per garantire un servizio efficiente è un sistema molto valido e poco oneroso per contenere le perdite. Per il raggiungimento del suddetto obiettivo si possono percorrere due diverse strade: la prima mettendo in atto in sede di progettazione

tutti quegli accorgimenti illustrati nel capitolo 11, al quale si rimanda; la seconda gestendo in maniera opportuna la rete mediante dispositivi di regolazione.

Per esempio, nelle ore notturne, quando i consumi sono molto bassi, la pressione nella rete può essere notevolmente ridotta senza che l'efficienza del servizio venga minimamente pregiudicata. Un valido sistema di telecontrollo risulta molto utile per mantenere la pressione nella rete ai valori minimi indispensabili; risultano tuttavia efficaci anche metodi più semplici e meno onerosi, in un certo senso automatizzati, consistenti nell'installazione di valvole di regolazione del carico in opportuni punti della rete, le quali, al variare della pressione di monte, mantengono la pressione di valle costante o pari a una prefissata percentuale della prima. La molteplicità di questi tipi di valvole esistenti in commercio, descritti nel capitolo 6, consente di operare le scelte più adatte alle varie situazioni che si presentano.

Secondo la teoria della foronomia, le perdite d'acqua da una tubazione per inefficiente tenuta dei giunti, rotture, presenza di fori ecc. dovrebbero essere proporzionali alla radice quadrata del carico; una serie di dati sperimentali mostrerebbe invece una dipendenza delle perdite dal carico elevato a 1,15÷1,18 (Bossola, 1992), per cui il controllo della pressione nella rete risulta, per il contenimento delle perdite stesse, molto più importante di quanto si dedurrebbe dalla teoria.

La relazione sperimentale sopra indicata è molto utile sia per avere indicazioni sull'entità della riduzione delle perdite conseguente a una diminuzione della pressione nella rete che per fare delle previsioni sulle perdite globali giornaliere, in base ai valori delle perdite nelle ore notturne, che si possono ricavare da apposite misure di portata, come si vedrà in seguito.

Per il controllo delle perdite risulta molto proficua la periodica ispezione delle apparecchiature poste all'interno degli appositi pozzetti con l'eliminazione delle perdite presenti, mediante serraggio dei bulloni dei giunti a flangia, riparazione dei premistoppa delle saracinesche ecc. Non esistono sufficienti dati sperimentali per poter valutare l'incidenza percentuale di queste perdite, che comunque non è trascurabile; è perciò senz'altro opportuno eseguire i suddetti controlli e i relativi interventi di riparazione, anche perché essi sono molto semplici e poco onerosi.

13.4 Ricerca dei punti in cui si verificano le perdite

Per poter effettuare la ricerca delle fughe occulte occorre disporre di una planimetria dettagliata della rete, con l'esatta indicazione dei percorsi delle tubazioni e dell'ubicazione degli idranti e di tutte le apparecchiature speciali. Nella maggioranza dei casi in Italia non esistono cartografie aggiornate di questo tipo, per cui risulta indispensabile acquisirle prima di poter passare alla successiva fase di individuazione dei punti di perdita. La digitalizzazione delle cartografie delle reti di distribuzione può risultare molto utile.

La ricerca delle tubazioni metalliche può essere effettuata mediante metodi elettromagnetici, che consentono di individuare non solo l'andamento planimetrico, ma anche la profondità dei tubi. Per le tubazioni non metalliche vengono utilizzate apposite sonde, costituite essenzialmente da un'asta molto flessibile, lunga fino a 100 m, contenente fili conduttori e avente in testa una bobina di diametro molto piccolo (circa 15 mm). La sonda, infilata all'interno di tubazioni anche molto piccole, ne può seguire l'andamento grazie alla sua elevata flessibilità; uno

strumento atto alla ricerca di tubazioni metalliche rileva l'esatto percorso della sonda e del suo terminale.

Prima di affrontare il problema della ricerca dei punti di fuga dell'acqua, che a volte è difficile e costosa, può risultare opportuno individuare preliminarmente le zone urbane in cui le perdite sono maggiori, in modo che la ricerca di queste sia mirata e che gli sforzi vengano concentrati nelle zone a più alto rischio, al fine di ottenere migliori risultati.

13.4.1 Metodo dell'analisi dei consumi

Tale metodologia, detta della distrettualizzazione, ha trovato sviluppo particolarmente in Inghilterra e consiste nell'isolare parti della rete idrica che servono aree più o meno vaste, alimentandole da un solo punto ed eliminando tutti gli altri collegamenti col resto della rete mediante la chiusura delle saracinesche, in modo tale che le uniche vie di uscita siano costituite dalle utenze.

In alcuni casi l'alimentazione viene realizzata collegando un idrante posto all'esterno della zona da isolare con un idrante ubicato all'interno di questa. La portata immessa viene quindi misurata e confrontata con i consumi minimi notturni rilevati (dalle ore 2 alle ore 4 circa), in modo tale da avere un'idea abbastanza attendibile delle perdite.

Il metodo fornisce risultati tanto migliori quanto più esatta è la conoscenza delle caratteristiche della rete isolata e in particolare del numero e del tipo delle utenze servite e delle abitudini degli utenti, in maniera da poter valutare soddisfacentemente quale sia il consumo medio che normalmente si ha nelle ore notturne dell'area distrettualizzata.

Tale consumo può essere stimato sulla base dei dati che si hanno nella letteratura tecnica; per stime più attendibili si possono fare dei raffronti tra i consumi orari medi per utenza, che si ricavano per i vari distretti in cui viene suddivisa l'intera area in base alle portate immesse: in questo modo, a meno di forti differenze fra il tipo di utenze delle varie zone e fra le abitudini degli utenti, si deduce che la rete con le perdite più basse è quella del distretto in cui si ha il minimo valore del consumo orario medio notturno per utenza.

Assumendo come valore normale del consumo tale valore minimo, si possono fare delle stime sulle perdite delle varie reti; stime ancora più precise possono essere effettuate quando per i consumi minimi notturni si assumono quelli relativi a zone servite da reti sicuramente efficienti, in quanto le perdite sono già state eliminate. Da indagini fatte in Inghilterra risulta che il consumo notturno in aree con reti senza perdite è di circa 6 l/h per utenza.

Il centro urbano servito viene in genere distrettualizzato per gradi, isolando via via uno o più settori; la suddivisione di tutto il centro in distretti da controllare contemporaneamente risulterebbe infatti molto difficile.

È da notare che esistono due diverse metodologie di controllo: la prima prevede misure sistematiche della portata immessa nelle ore notturne per lunghi periodi di tempo, in modo da rilevarne le variazioni e ricavare dei valori medi statistici; la seconda prevede la registrazione della portata notturna immessa per un breve periodo (1–2 ore). Ovviamente il primo metodo è più lungo ma più preciso; anche il secondo può fornire risultati attendibili quando il distretto isolato idraulicamente ha un numero molto elevato di utenze, di cui sono note le

caratteristiche.

Esistono poi due tipi di distrettualizzazioni:

– il *District metering*, con cui vengono controllate aree con 2000 ÷ 5000 utenze, servite da 5 ÷ 30 Km di tubazioni;

– il *Waste metering*, che prevede il controllo di settori più piccoli (500 ÷ 2000 utenze e al più 10 Km di condotte).

In genere il primo metodo, che è più rapido e meno oneroso, viene applicato in una prima fase, mentre il secondo si applica successivamente, per controllare più dettagliatamente le zone con le reti risultate meno efficienti.

È importante rilevare che con la distrettualizzazione vengono alterate le caratteristiche di funzionamento idraulico di un settore, che infatti viene alimentato da un solo punto, per cui i valori trovati per le perdite nelle ore notturne possono risultare diversi da quelli che si verificano normalmente e di ciò occorre tener conto quando, sulla base dei risultati ottenuti, si cerca di ricavare i valori delle perdite medie giornaliere.

Occorre infine aver presente che la distrettualizzazione risulta utile non solo per individuare le parti della rete in cui maggiori sono le perdite, ma anche per avere indicazioni sul funzionamento della rete stessa, sia pure in condizioni particolari, consentendo di acquisire elementi conoscitivi di alcuni parametri che risultano proficui per la gestione della rete.

13.4.2 Localizzazione puntuale delle perdite

Una volta determinate le parti della rete soggette a maggiori perdite, occorre passare a una localizzazione puntuale delle perdite stesse, per poter procedere alle riparazioni.

I sistemi usati si basano tutti sul principio che le fuoriuscite d'acqua da una tubazione in pressione danno origine a delle vibrazioni che possono essere distinte in due tipi:

– quelle che si propagano in senso longitudinale attraverso il materiale della tubazione e la colonna d'acqua;

– quelle che si propagano pressoché sfericamente nel terreno circostante, a partire dal punto di perdita.

Anche il primo tipo di vibrazioni si trasmette dalla tubazione al terreno circostante e attraverso questo giunge in superficie. Durante la propagazione, il rumore provocato dalle perdite subisce delle attenuazioni, la cui entità dipende da molti fattori, i principali dei quali sono i seguenti:

– il materiale della tubazione: si ha un'attenuazione del rumore via via maggiore passando dalle condotte metalliche a quelle cementizie e, infine, a quelle in materiale plastico;

– il tipo di giunti: le giunzioni con anelli di tenuta in gomma attenuano la propagazione del suono;

– la natura del terreno: l'attenuazione è crescente man mano che diminuisce la compattezza dei terreni attraversati, passando quindi da terreni prevalentemente rocciosi a terreni di tipo sciolto;

– le caratteristiche della sede stradale: si hanno attenuazioni maggiori con sottofondi stradali più elastici e di minore spessore;

– la presenza d'aria all'interno delle tubazioni riduce – e a volte addirittura impedisce – la trasmissione del rumore;
– la presenza della falda superficiale: se la tubazione si trova all'interno della falda, la propagazione del suono lungo la sua parete viene attenuata.

Le tecniche di ricerca sono quella elettroacustica e quella mediante correlatori. La prima si basa sul principio che i rumori prodotti dalle fughe d'acqua sono continui, al contrario di quelli occasionali dovuti per esempio al traffico, che spesso hanno un'intensità molto maggiore; ciò consente di individuare il primo tipo di rumore mediante rilevamenti opportunamente lunghi.

I rumori vengono rilevati mediante apparecchiature a membrana di tipo molto semplice (microfoni, geofoni ecc.) o mediante sofisticate apparecchiature elettroniche. In genere si effettua un primo controllo mediante microfoni dotati di amplificatore, posti a contatto delle tubazioni nelle camerette dove sono installate le apparecchiature speciali, individuando i tratti soggetti a perdite. Successivamente si sposta il geofono lungo il percorso della tubazione, rilevando l'esatto punto di fuga mediante comparazione dell'intensità del rumore.

Come già detto, attualmente si fa prevalentemente uso di strumenti elettronici più sofisticati, dotati di amplificatori del suono e di filtri di frequenza per isolare i rumori causati dalle perdite; tali strumenti possono venire posizionati sia sulla sede stradale che all'interno dei pozzetti di accesso alle tubazioni.

Il metodo della ricerca correlativa si basa sui seguenti presupposti:
– il rumore prodotto da una perdita d'acqua è aleatorio, nel senso che l'onda che si propaga in un certo istante è diversa da quella che si propaga in qualsiasi altro istante;
– il rumore si propaga lungo la tubazione, a partire dal punto di fuga, con la stessa velocità lungo entrambe le direzioni;
– il rumore dovuto a una perdita d'acqua è permanente, al contrario degli altri rumori.

Si installano due rilevatori del suono in due successive camerette poste a cavallo del punto di fuga e i segnali captati vengono trasmessi a un computer che li analizza; il rumore che in un certo istante, assunto come iniziale, si propaga a partire dal punto di fuga, giunge ai due rilevatori in istanti diversi e ciò consente di individuare esattamente il punto di fuga.

Detta L la distanza tra i due strumenti A e B, c la celerità di propagazione del suono lungo la tubazione, x la distanza del punto P di fuga da uno dei due rilevatori, il rumore sarà captato all'istante t dallo strumento più vicino e all'istante $t + \Delta t$ da quello più lontano (figura 13.2):

$$t = \frac{x}{c} \tag{13.1}$$

$$t + \Delta t = \frac{L - x}{c} \tag{13.2}$$

da cui si ricava facilmente:

$$x = \frac{1}{2}\frac{L - c}{\Delta t} \tag{13.3}$$

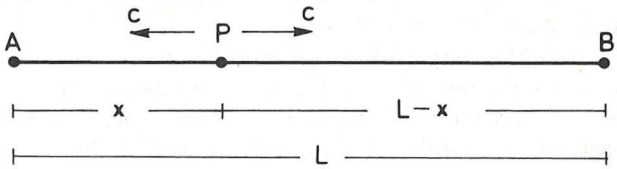


Fig. 13.2 Ricerca di un punto di fuga.

La velocità di propagazione del suono lungo la tubazione piena d'acqua ha lo stesso valore della velocità di propagazione delle onde di pressione data dalla (10.1).

13.5 La riabilitazione delle tubazioni

Per interventi di riabilitazione si intendono quelli che mirano a migliorare l'efficienza idraulica di una tubazione, riportandola a un livello prossimo a quello previsto in progetto.

Per la scelta dell'intervento risulta indispensabile conoscere con una buona precisione le condizioni in cui si trova il rivestimento e il materiale costituente la tubazione. Se infatti la tubazione è integra, ma la sua capacità di deflusso risulta ridotta per la presenza di ostruzioni o di forti incrostazioni, è sufficiente procedere a un'efficace operazione di pulizia con asportazione dei materiali estranei, che a volte, dopo lunghi periodi di esercizio, oltre ad aumentare notevolmente la scabrezza della parete, riducono in modo cospicuo anche l'area della sezione trasversale. In questi casi si tratta in effetti di interventi di manutenzione straordinaria più che di riabilitazione.

Quando invece una tubazione ha delle perdite o il suo spessore si è in alcuni punti molto ridotto, tanto da poter pregiudicare la resistenza statica, risultano necessari interventi di riabilitazione, che sono di vari tipi, ma comunque sempre molto più complessi e costosi di quelli precedenti. In ogni caso quindi, prima di poter stabilire gli interventi più opportuni, è necessario accertare se esista o meno l'integrità fisica dei vari tronchi di tubazione e dei giunti mediante test non distruttivi.

Le cause delle lesioni, delle deformazioni, dei fori e in generale della riduzione di spessore delle tubazioni sono per lo più la corrosione interna ed esterna; nel capitolo 4, al quale si rimanda, sono state dettagliatamente esaminate tali cause, indicando gli accorgimenti tecnici più idonei per prevenirle o fronteggiarle per le tubazioni metalliche, cementizie e in materiale plastico.

13.6 Test per conoscere lo stato di conservazione delle tubazioni

Vari sono i metodi per individuare le zone di una tubazione che necessitano di essere riabilitate. Il più semplice è l'ispezione visiva, che può però essere applicato

solo per tubazioni accessibili di grande diametro; per tubi di piccolo diametro il controllo visivo può essere effettuato mediante una telecamera filoguidata.

Metodi più sofisticati consistono nell'acquisizione di una serie di dati mediante sistemi elettrici, magnetici, ultrasonici, termografici e nell'elaborazione di tali dati mediante computer. Può in particolare essere adoperato il metodo del *pig* intelligente, che è dotato di una serie di sensori per l'acquisizione dei dati, di una telecamera e di un computer che immagazzina ed elabora tali dati; il *pig* viene fatto avanzare all'interno della tubazione o mediante un sistema di autopropulsione o sfruttando la spinta del fluido. Con il sistema a cavi i sensori vengono mossi lungo la tubazione mediante cavi di acciaio.

13.7 Sistemi di pulizia

Particolari sistemi di pulizia vengono adoperati quando si è accertato che esistono forti incrostazioni che aderiscono alla parete della tubazione le quali, oltre ad aumentare la scabrezza, riducono enormemente la sezione trasversale, che in alcuni casi può risultare quasi del tutto occlusa.

Fra tali sistemi si distinguono quelli meccanici, quelli di tipo idraulico e quelli chimici. Dei primi, il più adoperato è il *pig* uretanico o poliuretanico, rivestito con materiali abrasivi vari o con spazzole metalliche, che viene inserito all'interno della tubazione da pulire e fatto avanzare con una velocità di circa 2 m/s sfruttando la spinta idrodinamica del fluido; il *pig*, che aderisce alla parete interna della tubazione, riesce a rimuovere al suo avanzamento le incrostazioni. Sono noti in letteratura anche altri sistemi per fare avanzare il *pig*.

Per brevi tratti di condotta la pulizia meccanica può essere effettuata anche mediante frese filoguidate o scovoli trainati da cavi.

Fra i sistemi di pulizia di tipo idraulico si citano il *kanal-jet* e il *sand-jet*. Il kanal-jet consiste in una particolare attrezzatura, trainata da un cavo, che rimuove le incrostazioni e i depositi mediante getti d'acqua ad alta pressione.

Col sistema del sand-jet viene immessa nella tubazione una corrente di azoto gassoso assieme a una quantità di materiali abrasivi che vengono trasportati dalla corrente a forte velocità; viene così esercitata sulle incrostazioni un'azione abrasiva molto efficace, grazie alla possibilità di regolare la velocità della corrente gassosa e la quantità, la qualità e la granulometria degli abrasivi in sospensione.

La pulizia chimica consiste nel fare avanzare in senso opposto all'interno della tubazione due tamponi, a partire dall'estremità del tratto da ripulire, all'interno del quale vengono immessi in soluzione i composti chimici in grado di reagire con le incrostazioni da rimuovere. L'efficacia dell'azione chimica viene controllata regolando la velocità di scorrimento dei due tamponi.

I depositi e le incrostazioni, una volta che sono stati rimossi dalla parete della tubazione, vengono allontanati mediante opportuni lavaggi, che devono avere anche un'azione disinfettante.

13.8 Sistemi di riabilitazione

Fra i sistemi di riabilitazione si distinguono quelli che prevedono il rivestimento interno della tubazione mediante malta cementizia o resine epossidiche e quelli di

riabilitazione completa, che consistono nell'infilare all'interno della tubazione una guaina o una nuova tubazione o nel sostituire la vecchia tubazione con un'altra senza eseguire scavi a cielo aperto.

13.8.1 Sistemi di ripristino del rivestimento interno

Il semplice rifacimento del rivestimento interno (*lining*) viene effettuato mediante attrezzature costituite da una testa girevole che spruzza malta cementizia sulla parete interna della tubazione e, avanzando all'interno di questa in senso longitudinale, compatta e liscia il rivestimento applicato mediante apposite palette finitrici.

Il rapporto acqua–cemento della malta è basso in modo da assicurare una buona adesione del rivestimento alla parete e una buona finitura superficiale. Negli Stati Uniti esistono delle norme che, in funzione del diametro della tubazione, forniscono lo spessore minimo del rivestimento e le caratteristiche dei materiali da impiegare, affinché il rivestimento stesso abbia buone qualità e risulti duraturo.

Il rivestimento cementizio ha varie funzioni:
- riduzione della scabrezza della parete del tubo;
- protezione delle superfici metalliche dalla corrosione;
- aumento, sia pure limitato, della resistenza statica della tubazione.

Un'altra tecnica di rivestimento prevede l'impiego di un'attrezzatura dotata di una testa pulitrice che, prima che venga applicato il rivestimento, asporta e allontana i detriti e i depositi presenti all'interno della tubazione.

Un altro tipo di rivestimento interno è costituito da vernici epossidiche e richiede, prima dell'applicazione, la pulizia della tubazione e la preparazione della superficie da trattare, che viene in genere effettuata mediante decapaggio e successivo lavaggio.

Per tubi di grande diametro l'applicazione delle vernici può essere effettuata per spruzzatura, mediante attrezzature dotate di spruzzatori e trainate da cavi all'interno della tubazione. Per tubi di piccolo diametro le vernici vengono applicate mediante estrusione, utilizzando dei *pigs* spinti all'interno della condotta da gas in pressione; con questa tecnica occorrono varie applicazioni successive per ottenere lo spessore di rivestimento desiderato.

Naturalmente le vernici adoperate, oltre ad avere elevata resistenza all'usura e agli agenti chimici, devono essere atossiche e rispondere a tutti i requisiti previsti dal Ministero della sanità.

13.8.2 Interventi di riabilitazione completa

Si tratta di interventi radicali che vengono eseguiti quando dai test effettuati risulta che il tratto di tubazione da risanare è molto deteriorato o per la presenza più o meno diffusa di fori, lesioni e rotture che causano perdite d'acqua o per la notevole riduzione dello spessore, che può comprometterne la resistenza statica.

I sistemi di riabilitazione consistono nell'infilare all'interno della tubazione una guaina impermeabile o una nuova tubazione, oppure nel sostituire la condotta da riabilitare senza eseguire lavori di scavo. Diverse sono le tecniche che vengono adoperate per realizzare i suddetti sistemi, molte delle quali sono coperte da brevetto; vengono di seguito descritte quelle più diffuse.

13.8.3 Rivestimento con guaine aderenti alla parete del tubo (inverted pipe lining)

Questo intervento consiste nel porre in opera, a contatto della parete interna della tubazione, una guaina di feltro o di tessuto impregnata di resine termoindurenti.

La guaina viene arrotolata con un'estremità rigirata al suo interno e posta a un estremo della tubazione; per mezzo della pressione idraulica viene quindi fatta avanzare e spinta contro la parete della tubazione stessa, fino a raggiungere una perfetta aderenza lungo tutta la superficie. Avvenuta la polimerizzazione della resina, che può essere attivata da un catalizzatore o dalla stessa acqua opportunamente riscaldata, la guaina assicura l'impermeabilità e migliora le condizioni statiche della tubazione, con la quale viene a formare un unico complesso.

Questo sistema è applicabile anche in presenza di curve, per cui è possibile riabilitare tratti di condotte aventi deviazioni planimetriche o altimetriche marcate e inoltre la guaina può essere prevista con spessore maggiore in corrispondenza delle zone in cui la tubazione risulta più deteriorata.

Il metodo descritto, oltre a fornire soddisfacenti risultati, ha i pregi di una facilità di applicazione e di un modesto tempo di interruzione del servizio. Lo svantaggio maggiore è quello di presentare un costo abbastanza elevato; tuttavia ciò non può neanche essere considerato uno svantaggio, se il costo dell'intervento viene rapportato al costo, ai disagi e ai tempi necessari per realizzare una nuova tubazione.

Il sistema di riabilitazione ha trovato impiego per tubazioni di diametro compreso tra 150 e 2000 mm.

13.8.4 Rivestimento con guaine senza adesivo

Con questo metodo si ottiene l'impermeabilità della tubazione, senza però aumentarne la resistenza statica, in quanto la guaina non viene a formare un unico complesso con la tubazione stessa, non aderendo alla sua parete.

Il procedimento consiste nell'infilare all'interno della condotta una guaina di gomma o di poliuretano, rinforzata con tessuto di fibra poliestere e nel trainarla mediante un cavo. Una volta che la guaina è stata completamente infilata, viene ancorata alle due estremità della tubazione mediante appositi attacchi a flangia; successivamente la condotta viene riempita e messa in pressione, provvedendo a evacuare l'aria rimasta tra la superficie esterna della guaina e la sua parete.

Questo sistema ha trovato scarse applicazioni, sia per l'inconveniente citato di non migliorare le condizioni statiche della tubazione, sia perché non è possibile effettuare collegamenti laterali di altre tubazioni con la tubazione del tratto oggetto dell'intervento, sia perché la guaina non riesce a sopportare eventuali depressioni che possono verificarsi.

13.8.5 Inserimento di una nuova tubazione all'interno di quella da riabilitare (sliplining)

Questa tecnica prevede l'utilizzazione di una nuova tubazione in sostituzione di quella deteriorata; questa nuova tubazione, in genere di polietilene o di fibra di vetro, viene infilata all'interno di quella esistente con vari sistemi.

Il lavoro inizia con la pulizia e le riparazioni indispensabili della condotta esi-

stente, la quale viene quindi suddivisa in una serie di successive tratte rettilinee, delimitate alle estremità da pozzetti, esistenti o da realizzare appositamente; nel punto di mezzo di ciascuna tratta viene quindi costruito un pozzetto di inserzione nel quale vengono calati i successivi tronchi della nuova tubazione, che possono essere o spinti o tirati verso i due pozzetti contigui, a seconda del tipo di giunzione adoperato. Successivamente viene riempito lo spazio anulare tra la vecchia e la nuova condotta, mediante pompaggio di malta molto fluida, che assolve alle funzioni di evitare il galleggiamento della nuova tubazione, di impedire l'ulteriore deterioramento della tubazione esistente e di far sì che le due tubazioni, insieme alla stessa malta, formino un complesso monolitico atto a resistere alle sollecitazioni esterne.

Al riguardo si fa presente che per la tubazione interna molto spesso la condizione di carico più critica si ha proprio quando essa è soggetta alla pressione esercitata dalla malta prima dell'indurimento, che determina sforzi di compressione che tendono a instabilizzare la tubazione; il calore che si sviluppa durante la presa rende più critica la situazione.

Tecniche diverse da quelle descritte permettono l'inserimento di nuove tubazioni di PEAD, che aderiscono alle vecchie tubazioni senza la necessità di interporre la malta. In alcune applicazioni le nuove condotte messe in opera erano in acciaio, con giunti saldati.

Naturalmente col procedimento descritto si ha una riduzione del diametro della condotta, tuttavia, avendo le nuove tubazioni una scabrezza molto minore rispetto a quella delle tubazioni esistenti, scabrezza che inoltre – dati i materiali adoperati – resta pressoché inalterata nel tempo, la capacità di deflusso si riduce molto poco rispetto a quella originaria.

L'inconveniente maggiore del procedimento è costituito dal fatto che nella tubazione da riabilitare non devono essere presenti curve, per cui il dover procedere per successive tratte rettilinee impone, come si è visto in precedenza, la realizzazione di una serie di pozzetti.

13.9 Interventi di sostituzione delle vecchie tubazioni senza effettuare scavi a cielo aperto

Quando dai test effettuati risulta che una tubazione si trova in condizioni tali da dover essere sostituita, esistono moderne tecniche che consentono di porre in opera la nuova tubazione senza eseguire scavi a cielo aperto, con vantaggi enormi sotto l'aspetto sia economico che ambientale, in quanto si evita l'interruzione del traffico e l'apertura di trincee. Diversi sono i sistemi adoperati, fra i quali i più diffusi vengono di seguito sommariamente descritti.

Il metodo *Hydros* consiste nell'infilare da un pozzetto di lancio la nuova tubazione per tronchi successivi mediante un martinetto idraulico, levando contemporaneamente, dal pozzetto di arrivo, gli elementi della vecchia tubazione, grazie alla spinta esercitata su di essa dalla nuova tubazione e all'impiego di barre di trazione applicate alla condotta esistente. Questa tecnica consente l'impiego di nuove tubazioni, che in genere sono di acciaio o di ghisa, aventi lo stesso diametro di quelle esistenti; essa è però applicabile per diametri massimi di 250 mm e per tratte piuttosto brevi.

Il metodo *Pipe bursting* prevede l'impiego di un'attrezzatura che, avanzando all'interno della tubazione esistente, la rompe, allargando la primitiva sezione trasversale; contemporaneamente viene posto in opera il nuovo tubo, di diametro uguale o addirittura maggiore di quello originario.

L'operazione ha inizio infilando da un pozzetto una sonda dentro la tubazione esistente fino a un secondo pozzetto; tale sonda serve per far passare all'interno della tubazione la catena che viene impiegata per trainare l'attrezzatura da adoperare. I due pozzetti vengono quindi demoliti e opportunamente ampliati: il primo per consentire l'installazione dei martinetti idraulici che devono spingere la nuova tubazione e il secondo per poter fissare un argano che deve trainare l'apposita attrezzatura adoperata, che simultaneamente viene fatta avanzare anche dai nuovi tronchi di tubo, inseriti subito dietro di essa, soggetti alla spinta dei martinetti.

L'attrezzatura è munita di una testa idraulica che utilizza un fluido non tossico e che si apre e si chiude alternativamente, rompendo i vecchi tubi e allargando il foro.

Con questo sistema possono essere sostituite tubazioni di ghisa, di cemento amianto e di materiali plastici; per le tubazioni di calcestruzzo e di acciaio l'operazione è ancora possibile, impiegando però attrezzature particolari; per le condotte d'acciaio la testa dell'attrezzatura è dotata di un apposito congegno che taglia il tubo in senso longitudinale prima di espandere lo stesso.

Le nuove tubazioni messe in opera sono per lo più di PEAD. Rispetto alla posa in opera di nuove tubazioni mediante scavo a cielo aperto, i vantaggi del sistema descritto sono indiscutibili.

13.10 La riabilitazione dei giunti

È noto che le giunzioni tra i successivi tronchi di tubo rappresentano, per la tubazione nel suo insieme, un elemento molto importante e a elevato rischio per la tenuta idraulica. Le cause più frequenti di deterioramento, a seconda del tipo di giunto, sono rappresentate dall'invecchiamento delle guarnizioni di gomma, dall'allentamento dei bulloni (per i giunti a flangia), dai cedimenti del terreno sottostante.

Le tecniche di riabilitazione prevedono di operare sia dall'esterno che dall'interno della tubazione: solo nel primo caso non è necessario interrompere l'esercizio.

Se si opera dall'esterno, l'intervento tipico è quello dell'applicazione di un manicotto o di un collare intorno al giunto, le cui estremità vengono tra loro saldate o serrate. L'aderanza del manicotto col tubo sottostante viene ottenuta o mediante l'interposizione di un sigillante o mediante saldatura; questa operazione è molto importante, perché ha il duplice scopo di eliminare le perdite e di assicurare la collaborazione statica tra il collare e la tubazione.

Prima di applicare il manicotto la superficie del tubo esistente deve essere opportunamente trattata: per le tubazioni metalliche va levato il rivestimento, per poter successivamente saldare il manicotto alla tubazione stessa; per le tubazioni di calcestruzzo va migliorata la finitura della superficie di contatto.

Gli interventi dall'interno si basano sugli stessi concetti visti sopra, ma presentano alcuni svantaggi che li rendono sconsigliabili: la necessità di interrompere l'esercizio; le maggiori difficoltà di lavoro; l'impossibilità di controllare il buon e-

sito dell'operazione. L'unico vantaggio, di contro, è quello di evitare lo scavo per la messa a nudo del giunto.

Bibliografia

Bossola A., " Le perdite", in *Idrotecnica*, n. 6, 1992.

Calomino F., Veltri P., "Telecontrollo e gestione informatizzata delle reti idrauliche in pressione", in *Atti del 7° Corso di aggiornamento su Tecniche per la difesa dall'inquinamento*, BIOS, Cosenza 1986.

Calvi N., "L'individuazione delle perdite nelle reti", in *Corso di aggiornamento su progettazione e gestione degli acquedotti*, Politecnico di Milano 1992.

Di Michele A. V., "La gestione degli acquedotti mediante l'uso di sistemi informativi", in *Idrotecnica*, n. 4, 1991.

Formentini V., "Il monitoraggio delle reti", in *Corso di aggiornamento su progettazione e gestione degli acquedotti*, Politecnico di Milano 1992.

Gramignani M., Martini P., "L'informatica e la gestione dei sistemi idrici", in *Atti della giornata di studio su l'Informatica nell'Ingegneria Italiana dell'acqua*, organizzata dall'Associazione Idrotecnica Italiana, Roma 1984.

Marini P. P., "Telecontrollo del sistema acquedottistico di Ridracoli", in *Idrotecnica*, n. 2, 1990.

Marone V., Pugliese Carratelli E., "Sistemi informativi di grandi complessi acquedottistici: appunti per la progettazione", in *Scritti in onore di Girolamo Ippolito*, CUEN, Napoli 1991.

Martini P., "Sistemi di telecontrollo nelle reti idriche urbane", in *6° Corso di aggiornamento*, Univ. della Calabria, Dipartimento difesa del suolo, 1983.

Martini P., " Il controllo gestionale", in *Idrotecnica*, n. 6, 1992.

Menduni G., "L'impiego di sistemi informativi territoriali nei servizi di acquedotto", in *Corso di aggiornamento su progettazione e gestione degli acquedotti*, Politecnico di Milano 1992.

Messina C., Vernazza G., "Tecnologie di controllo. Lo scenario in Europa", in *Idrotecnica*, n. 6, 1992.

Napolitani G., Squillaci G., " La riabilitazione", in *Idrotecnica*, n. 6, 1992.

Nicolai H. G., "La gestione degli impianti idrici", Relazione sul tema "Tecnologie informatiche nel progetto e esercizio di opere e impianti idraulici", in *XXI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, L'Aquila 1988.

Nicolai H. G., " Il controllo funzionale", in *Idrotecnica*, n. 6, 1992.

Pezzinga G., "Modelli per la regolazione della piezometria ai fini della riduzione delle perdite in rete", in *XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Napoli 1994.

Rosati S., "Principi di ricerca delle perdite idriche nelle reti di distribuzione", in *Atti del 7° Corso di aggiornamento su Tecniche per la difesa dall'inquinamen-*

to, BIOS, Cosenza 1986.

Taglialatela L., "Il monitoraggio dei sistemi idrici per la migliore gestione delle risorse", in *Atti del 13° Corso di aggiornamento su Tecniche per la difesa dall'inquinamento*, BIOS, Cosenza 1992.

Vernazza G., "Dispatching and remote field–back controls in water pipelines", in *Idrotecnica*, n. 5, 1986.

Vernazza G., "Tecnologie di controllo. Lo scenario in Europa.", in *Idrotecnica*, n. 6, 1992.

Appendice

Decreto Ministero LL.PP. 12 Dicembre 1985 (GU 14.3.1986, n.61)

NORME TECNICHE RELATIVE ALLE TUBAZIONI

Il Ministro dei lavori pubblici di concerto con il Ministro dell'interno

Vista la legge 2.2.1974, n.64, recante norme per la disciplina della progettazione, esecuzione e collaudo delle tubazioni;

Visto il testo delle norme tecniche predisposto dal Servizio tecnico centrale;

Sentito il Consiglio nazionale delle ricerche;

Sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si è espresso con i pareri emessi dall'assemblea generale rispettivamente in data 24.5.1985 con il voto n.181 e in data 25.10.1985 con il voto n.455;

DECRETA:

Art. 1

Sono approvate le norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle tubazioni, di cui alla legge 2.2.1974, n.64, predisposte dal Servizio tecnico centrale e allegate al presente decreto.

Art. 2

Le anzidette norme entrano in vigore 30 giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Roma, addì 12 dicembre 1985

Il Ministro dell'interno
SCALFARO

Il Ministro dei lavori pubblici
NICOLAZZI

NORMATIVA TECNICA PER LE TUBAZIONI

0. GENERALITÀ

0.1 *Definizione*

Ai fini della presente normativa è definito con il termine <<tubazioni>> il complesso dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali costituenti l'opera di adduzione e/o distribuzione di acqua a uso potabile, agricolo, industriale e a usi multipli,

ovvero l'opera di fognatura per la raccolta delle acque reflue e il convogliamento all'impianto di trattamento e al recapito finale.

0.2 *Oggetto della normativa*

Con le presenti norme si stabiliscono i criteri da osservare nel progetto, nella costruzione e nel collaudo delle tubazioni, come definite nel precedente punto 0.1 e degli elementi che le costituiscono (tubi, giunti, pezzi speciali).

Sono esclusi dall'oggetto della presente normativa i procedimenti di progettazione, costruzione e controllo di produzione dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali in quanto singoli manufatti, prodotti in serie con processi industriali ovvero, su ordinazione, fuori o in cantiere, con sistemi di prefabbricazione.

0.3 *Integrazione delle norme*

In aggiunta alle presenti norme devono essere osservate le disposizioni in materia di sicurezza igienica e sanitaria di competenza del Ministero della sanità, le norme specifiche concernenti gli impianti fissi antincendio di competenza del ministero dell'interno, nonché le prescrizioni di legge e regolamentari in materia di tutela delle acque e dell'ambiente dall'inquinamento.

Parimenti in aggiunta alle presenti norme, devono essere osservate le speciali prescrizioni in vigore per le costruzioni in zone classificate sismiche, allorché le tubazioni siano impiegate su tracciati che ricadono in dette zone.

Sono fatte salve, purché non siano in contrasto con le presenti norme, eventuali altre particolari prescrizioni in vigore per specifiche finalità di determinati settori come quelle disposte dalle ferrovie dello stato per l'esecuzione di tubazioni in parallelo con impianti ferroviari ovvero di attraversamento degli stessi.

0.4 *Estensione delle norme*

Le presenti norme sono estese, in quanto applicabili, alle tubazioni che adducono, distribuiscono ovvero scaricano fluidi diversi dall'acqua, fatta salva, beninteso, l'applicazione delle norme specifiche eventualmente in vigore nel settore.

1. CRITERI GENERALI

1.1 *Progetto*

Il progetto deve comprendere i seguenti elementi essenziali:

a) la caratterizzazione fisica, chimica, sanitaria dei fluidi da trasportare, documentata mediante rilievi e prove;

b) la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni interessati dal tracciato delle tubazioni, documentata dai risultati di indagini da condursi nel rispetto della vigente normativa riguardante le indagini sui terreni e sulle rocce e i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

c) l'esame dei diversi possibili schemi idraulici di funzionamento delle opere e loro modificazioni prevedibili nel tempo, documentati ai fini della scelta del proporzionamento idraulico e statico delle tubazioni;

d) l'analisi delle situazioni ambientali, in quanto elementi vincolanti nello studio del tracciato e del profilo delle tubazioni.

Sulla base dei suindicati elementi deve essere espressa in forma circostanziata la scelta dei tipi di tubazioni e delle corrispondenti caratteristiche concernenti diametri interni, spessori, classi d'impiego, giunti, pezzi speciali e appoggi.

Il progetto deve comprendere, inoltre, lo studio dei seguenti aspetti: funzionalità e razionalità di costruzione e di esercizio delle nuove opere nel contesto esistente e/o in quello previsto in tempi di prossimo futuro; compatibilità con la presenza attuale e/o prevista e/o prevedibile di altre infrastrutture di servizio, con particolare riferimento all'esigenza di sicurezza e di esercizio; rispetto delle esigenze urbanistiche, ambientali e/o archeologiche, in rapporto anche a fondata previsione di modificazioni future e, per le reti fognanti, in rapporto agli obiettivi di qualità da conseguire e da tutelare del corpo ricettore.

Il progetto deve dimostrare l'affidabilità di comportamento delle tubazioni nelle diverse fasi della costruzione dell'opera e nel previsto periodo dell'esercizio.

L'affidabilità dell'opera progettata, che riguarda il grado di sicurezza statica, di resistenza alla corrosione, di conservazione delle caratteristiche idrauliche, d'integrità della tenuta e di continuità nel servizio, deve risultare nella forma documentata adeguata, in particolare esplicitando le debite considerazioni a riguardo dei controlli sui materiali e sui tubi che vengono effettutati nello stabilimento e nel cantiere di prefabbricazione, secondo metodologie note e/o specifiche tecniche e dei controlli in sito lungo i tracciati prescelti.

1.2 *Costruzione*

Nel corso della costruzione, dovranno essere disposte e fatte osservare prescrizioni confacenti:

a) con idonee metodologie di manipolazione, trasporto, accatastamento, sfilamento, posa in opera dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali; nonché con idonee modalità di formazione del giunto;

b) con le effettive condizioni geologiche e geotecniche, urbanistiche e ambientali, di volta in volta accertate nello sviluppo dei lavori, per la loro possibile influenza sul comportamento delle tubazioni nel tempo;

c) con tutte le altre situazioni che possono influenzare la conservazione nel tempo delle tubazioni.

Eventuali varianti, in particolare quelle concernenti la tipologia delle tubazioni, sono ammesse solo se, nel rispetto delle disposizioni di legge e regolamentari, siano giustificate da documentate necessità emerse dallo studio di situazioni e/o fattori, esistenti o sopravvenuti, non considerati comunque in progetto.

1.3 *Collaudo*

In corso d'opera e/o a opere ultimate, deve essere accertata, mediante operazioni di controllo in sito e prove di funzionamento, la conformità dei lavori eseguiti alle previsioni progettuali per quanto riguarda la tipologia delle tubazioni impiegate, i magisteri per la loro posa in opera, il risultato conseguito sotto il profilo della funzionalità idraulica, della sicurezza e continuità d'esercizio.

2. CRITERI CONCERNENTI LA SICUREZZA E L'AFFIDABILITÀ DI COMPORTAMENTO DELLE TUBAZIONI

2.1 *Progetto*

Nell'elaborato progettuale devono essere oggetto di adeguato esame e trovare soluzione documentata i temi di seguito indicati.

2.1.1 *Interazioni tubi-fluido trasportato*

Nei riguardi delle caratteristiche fisiche e chimiche, anche sotto l'aspetto sanitario, del fluido da trasportare, la documentazione, consistente in indagini e analisi effettuate da tecnici e laboratori specialistici, dovrà consentire di definire i principali parametri quantitativi e qualitativi, del fluido e il loro variare nel tempo; quindi di pervenire, nel procedimento di scleta dei tipi e dei materiali dei tubi, dei relativi giunti e pezzi speciali, alla valutazione delle interazioni tra il fluido medesimo e tipologia della tubazione, ai fini della debita considerazione delle seguenti fenomenologie:

conservazione o modifica delle caratteristiche fisiche e chimiche anche sotto l'apetto sanitario, del fluido lungo le opere di trasporto, in dipendenza di fattori intrinseci alle tubazioni ovvero di fattori estranei a queste, che possano riguardare la loro utilizzazione ovvero la loro destinazione finale;

conservazione o modifica delle pareti e/o delle strutture dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali, a causa delle azioni aggressive di natura chimica e/o fisica, esercitate dalle acque e dai materiali trasportati ovvero dai gas eventualmente sviluppati dai liquami, che possano influenzare l'efficienza delle opere nel tempo.

A riguardo di dette interazioni, che pure condizioneranno la scelta della tipologia della tubazione, quando la dovuta protezione dell'opera lo richieda, dovranno essere definiti tutti quei provvedimenti idonei a garantire l'efficienza dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali.

2.1.2 *Interazioni tubazione-terreni di posa*

Per la definizione e valutazione di dette interazioni, si precisa che:

nei riguardi delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni interessati dal tracciato delle tubazioni il progetto dovrà essere corredato dai risultati delle indagini, studi e calcoli geotecnici nonché da una relazione geologica ai sensi della normativa vigente riguardante le indagini sui terreni e sulle rocce;

nei riguardi della difesa dall'aggressività dei terreni attraversati dalle tubazioni, anche per quanto attiene alle correnti vaganti, e delle acque delle falde eventualmente interferite, il progetto dovrà studiare e proporre documentate soluzioni, tecnicamente idonee, nelle scelte dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali da impiegare, senza trascurare, ovviamente, lo studio delle possibilità di adeguate protezioni attive o passive;

nei riguardi della difesa dalle azioni conseguenti alla presenza di falde e/o di acque superficiali, il progetto dovrà riportare uno studio approfondito nei riflessi della stabilità e della conservazione delle sedi di appoggio delle tubazioni e delle opere nel tempo.

2.1.3 *Studio idraulico*

Nei riguardi della scelta dei tipi di tubazioni ai fini della funzionalità idraulica delle condotte, il progetto dovrà contenere lo studio di tutti i possibili funzionamenti idraulici ai quali esse potranno essere assoggettate in fase di esercizio, di avviamento, di collaudo, di previste modificazioni future, sia come situazioni di permanenza che come situazioni transitorie, valutando con particolare attenzione i parametri idraulici che li caratterizzano.

In sede progettuale si dovranno in particolare considerare la scabrezza delle pareti delle tubazioni, la sua conservazione nel tempo in presenza dei fluidi trasportati, le modalità di montaggio e di manutenzione dei tubi e dei giunti, situazioni che possono influenzare gli indici e i coefficienti delle formule idrauliche del moto uniforme; potrà essere opportuno maggiorare i valori delle correlative perdite di carico, secondo documentati risultati sperimentali di lungo esercizio.

L'influenza sulle perdite di carico dei pezzi speciali, raccordi, apparecchi eventualmente inseriti lungo la tubazione, sarà (ove necessario) oggetto di valutazioni idrauliche separate.

Le valutazioni idrauliche di progetto dovranno trovare preciso riscontro nelle prescrizioni del capitolato speciale d'appalto.

2.1.4 *Verifiche di sicurezza*

Nel progetto dovranno essere definite, lungo le tubazioni e per le varie tratte di esse, le pressioni di esercizio p_E come massimi valori delle pressioni p che possono verificarsi in asse delle tubazioni per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni Δ_p determinate da prevedibili condizioni di esercizio, anche se conseguenti a fenomeni transitori.

In assenza di calcolo specifico e, in ogni caso per le reti di distribuzione con diametri non maggiori di 350 mm, per le sovrappressioni conseguenti a manovre di regolazione del sistema, indipendentemente dalla tipologia delle tubazioni impiegate, sarà adottato il valore $\Delta_p = 2{,}5$ Kgf/cm^2.

Ove ricorrano particolari condizioni e, in ogni caso, per i tubi di grande diametro, devono essere determinate, con specifici calcoli, le pressioni complementari nonché le tensioni correlative alle effettive condizioni di impiego delle tubazioni, come alla natura e all'altezza dei rinterro di copertura, ai sovraccarichi esterni (statici e dinamici), alle variazioni termiche ed alle altre eventuali azioni, incluse quelle sismiche.

Si definisce pressione equivalente p_0 la pressione assiale che conferisce al tubo tensioni di trazione massime uguali a quelle determinate in base alle specifiche condizioni sopraindicate.

Si definisce pressione nominale p_n della tubazione la somma delle pressioni di esercizio ed equivalente:

$$p_n = p_E + p_0$$

Il valore p_n costituisce l'elemento di base per la scelta della serie o classe dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali costituenti le tubazioni destinate all'esercizio in pressione.

Nei casi in cui la pressione equivalente sia trascurabile e cioè possano essere trascurate, nel confronto con i valori della pressione di esercizio, le azioni derivanti dalle condizioni di impiego delle tubazioni, non connesse con l'esercizio idraulico del sistema, in luogo di p_n, può essere considerato il solo valore p_E come elemento determinante della scelta della tipologia della tubazione.

Negli elaborati di calcolo dovranno essere distinte, per gli effetti corrispondenti, le azioni considerate applicate in modo statico da quelle applicate in modo dinamico.

I tubi, i giunti ed i pezzi speciali sono di norma prodotti in serie caratterizzate per pressioni nominali (o di classifica) ovvero per classi d'impiego.

La scelta progettuale delle pressioni nominali ovvero delle classi d'impiego dei tubi presuppone la rispondenza di tali valori ai valori determinati dai calcoli in relazione alle sopraindicate prevedibili condizioni di funzionamento del sistema idraulico, tenuto anche conto delle apparecchiature disposte lungo le tubazioni.

Le verifiche statiche potranno seguire sia il metodo delle tensioni ammissibili sia il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per quanto concerne i tubi in cemento armato, cemento armato precompresso ed acciaio si farà riferimento alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche in vigore, in quanto applicabili.

Nei riguardi delle pressioni e dei carichi applicati staticamente, per i tubi per adduzione in pressione ovvero per reti di fognatura, devono essere garantiti i requisiti limiti rispettivamente indicati nelle tabelle I e II.

Nel caso di tubazioni di tipologia non contemplata nelle tabelle I e II, dovranno essere considerati in sede progettuale i requisiti limiti essenziali dei tubi proposti mediante documentazione di prove di confrontabile affidabilità.

Nei riguardi dei carichi e delle pressioni applicati dinamicamente, i requisiti minimi ammissibili per i tipi di tubazioni, assunte in progetto, dovranno essere indicati nel capitolato speciale d'appalto, che fa parte dello stesso progetto.

Le sovrappressioni dinamiche di colpo d'ariete, Δ_p, indipendentemente dalla tipologia delle tubazioni impiegate, dovranno essere contenute nei limiti indicati nella tabella III in confronto ai valori della pressione idrostatica.

Particolare considerazione dovrà essere rivolta alla insorgenza di sovrappressioni negative (depressioni) nello sviluppo della fenomelogia del moto vario.

Nel progetto potranno prevedersi idonei accorgimenti costruttivi affinché le sovrappressioni dinamiche di colpo d'ariete siano contenute nei limiti più adeguati all'esercizio della condotta.

Salvo diversa specifica indicazione di progetto, indipendentemente dalle condizioni che hanno portato a determinare il valore della pressione nominale p_n, i tubi dovranno essere idonei a sopportare una sovrappressione dinamica Δ_p non inferiore a 2 Kgf/cm^2.

3. COSTRUZIONE DELLE CONDOTTE

3.1 *Accettazione dei tubi*

Dovranno essere effettuati controlli in stabilimenti e in cantiere sulla corrispondenza della fornitura alle normative vigenti, alle prescrizioni dei capitolati

speciali e ai termini contrattuali.

Tutti i tubi, i giunti e i pezzi speciali dovranno giungere in cantiere dotati di marcature indicanti la ditta costruttrice, il diametro nominale, la pressione nominale (o la classe d'impiego); le singole partite della fornitura dovranno avere una documentazione dei risultati delle prove seguite in stabilimento caratterizzanti i materiali impiegati e i tubi forniti.

L'accettazione dei tubi sarà regolata dalle prescrizioni dello specifico disciplinare di fornitura o capitolato speciale d'appalto nel rispetto di quanto indicato al punto 2.1.4 della presente normativa e per i tubi in c.a. o in c.a.p. delle normative vigenti per le strutture in cemento armato, in quanto applicabili.

I risultati delle prove di riferimento e di collaudo dei tubi, dei giunti e dei pezzi speciali effettuati in stabilimento a controllo della produzione saranno valutati con riferimento al valore della pressione nominale di fornitura p_n.

Nel caso di tubi e pezzi speciali forniti dall'Amministrazione commitente, l'accettazione della fornitura sarà subordinata all'esito positivo del preliminare esame della documentazione di accompagno e di prove e controlli integrativi eventualmente necessari.

3.2 *Il carico, il trasporto e lo scarico dei tubi*

Il carico, il trasporto, lo scarico e tutte le manovre in genere, dovranno essere eseguiti con la maggiore cura possibile adoperando mezzi idonei a seconda del tipo e del diametro dei tubi e adottando tutti gli accorgimenti necessari al fine di evitare rotture, crinature, lesioni o danneggiamenti in genere ai materiali costituenti le tubazioni stesse e al loro eventuale rivestimento.

Pertanto si dovranno evitare urti, inflessioni e sporgenze eccessive, strisciamenti, contatti con corpi che possano comunque provocare deterioramento o deformazione dei tubi.

Nei cantieri dovrà predisporsi quanto occorra (mezzi idonei e piani di appoggio) per ricevere i tubi, i pezzi speciali e gli accessori da installare.

3.3 *L'accatastamento dei tubi*

L'accatastamento dovrà essere effettuato disponendo i tubi su un'area piana e stabile protetta al fine di evitare pericoli d'incendio, riparata dai raggi solari nel caso di tubi soggetti a deformazioni o deterioramenti determinati da sensibili variazioni termiche.

La base delle cataste dovrà poggiare su tavole opportunamente distanziate o su predisposto letto di appoggio.

L'altezza sarà contenuta entro i limiti adeguati ai materiali e ai diametri, per evitare deformazioni nelle tubazioni di base e per consentire un agevole prelievo.

I tubi accatastati dovranno essere bloccati con cunei onde evitare improvvisi rotolamenti; provvedimenti di protezione dovranno, in ogni caso, essere adottati per evitare che le testate dei tubi possano subire danneggiamenti di sorta.

Per tubi deformabili le estremità saranno rinforzate con crociere provvisionali.

3.4 *Il deposito dei giunti, delle guarnizioni e degli accessori*

I giunti, le guarnizioni, le bullonerie e i materiali in genere, se deteriorabili,

dovranno essere depositati, fino al momento del loro impiego, in spazi chiusi, entro contenitori protetti dai raggi solari o da sorgenti di calore, dal contatto con olii o grassi e non sottoposti a carichi.

3.5 *Lo sfilamento dei tubi*

I tubi dovranno essere sfilati lungo il tracciato seguendo i criteri analoghi a quelli indicati per lo scarico e il trasporto evitando pertanto qualsiasi manovra di strisciamento.

Nel depositare i tubi sul ciglio dello scavo è necessario curare che gli stessi siano in equilibrio stabile per tutto il periodo di permanenza costruttiva.

3.6 *La posa in opera*

Prima della posa in opera i tubi, i giunti e i pezzi speciali dovranno essere accuratamente controllati; quelli che dovessero risultare danneggiati in modo tale da compromettere la qualità o la funzionalità dell'opera dovranno essere scartati e sostituiti. Nel caso in cui il danneggiamento abbia interessato soltanto l'eventuale rivestimento si dovrà procedere al suo ripristino.

Per il sollevamento e la posa dei tubi in scavo, in rilevato o su appoggi, si dovranno adottare gli stessi criteri usati per le operazioni precedenti, con l'impiego di mezzi adatti a seconda del tipo e del diametro, onde evitare il deterioramento dei tubi e in particolare delle testate e degli eventuali rivestimenti protettivi.

Nell'operazione di posa dovrà evitarsi che all'interno delle condotte penetrino detriti o corpi estranei di qualunque natura e che comunque venga danneggiata la loro superficie interna.

La posa in opera dei tubi sarà effettuata sul fondo del cavo spianato e livellato, eliminando ogni asperità che possa danneggiare tubi e rivestimenti.

Ove si renda necessario costituire il letto di posa o impiegare per il primo rinterro materiali diversi da quelli provenienti dallo scavo, dovrà accertarisi la possibile insorgenza di fenomeni corrosivi adottando appropriate contromisure.

In nessun caso si dovrà regolarizzare la posizione dei tubi nella trincea utilizzando pietre o mattoni o altri appoggi discontinui.

Il piano di posa dovrà garantire un'assoluta continuità di appoggio e, nei tratti in cui si temano assestamenti, si dovranno adottare particolari provvedimenti quali: impiego di giunti adeguati, trattamenti speciali del fondo della trincea o, se occorre, appoggi discontinui stabili, quali selle o mensole.

In quest'ultimo caso la continuità di contatto tra tubo e selle sarà assicurata dall'interposizione di materiale idoneo.

Nel caso specifico di tubazioni metalliche, dovranno essere inserite, ai fini della protezione catodica, in corrispondenza dei punti d'appoggio, membrane isolanti.

Per i tubi costituiti da materiali plastici dovrà prestarsi particolare cura e attenzione quando le manovre di cui ai punti 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, dovessero effettuarsi a temperature inferiori a 0 °C, per evitare danneggiamenti.

I tubi che nell'operazione di posa avessero subito danneggiamenti dovranno essere riparati così da ripristinare la completa integrità, ovvero saranno definitivamente scartati e sostituiti secondo quanto precisato nel primo capoverso.

3.7 *La prova di isolamento*

Sulle tubazioni metalliche o con armature metalliche munite di rivestimento protettivo esterno, al termine delle operazioni di completamento e di eventuale ripristino della protezione stessa, saranno eseguite determinazioni della resistenza di isolamento delle tubazioni in opera per tronchi isolati al fine di controllare la continuità del rivestimento protettivo, procedendo all'individuazione e all'eliminazione dei punti di discontinuità del rivestimento.

3.8 *La giunzione dei tubi*

Verificati pendenza e allineamento si procederà alla giunzione dei tubi.

Le estremità dei tubi e dei pezzi speciali da giuntare e le eventuali guarnizioni dovranno essere perfettamente pulite.

La giunzione dovrà garantire la continuità idraulica e il comportamento statico previsto in progetto e dovrà essere realizzata in maniera conforme alle norme di esecuzione dipendenti dal tipo di tubo e giunto impiegati nonché dalla pressione di esercizio.

A garanzia della perfetta realizzazione dei giunti dovranno, di norma, essere predisposti dei controlli sistematici con modalità esecutive specificatamente riferite al tipo di giunto e al tubo impiegato.

3.9 *Il rinterro parziale*

Al termine delle operazioni di giunzione relative a ciascun tratto di condotta e eseguiti gli ancoraggi, si procederà di norma al rinterro parziale dei tubi sino a raggiungere un opportuno spessore sulla generatrice superiore, lasciando scoperti i giunti.

Modalità particolari dovranno essere seguite nel caso di pericolo di galleggiamento dei tubi o in tutti quei casi in cui lo richieda la stabilità dei cavi.

Il rinterro verrà effettuato con materiale proveniente dagli scavi, selezionato o, se non idoneo, con materiale proveniente da cava di prestito, con le precauzioni di cui al punto 3.5.

Il materiale dovrà essere disposto nella trincea in modo uniforme, in strati di spessore opportuno, accuratamente costipato sotto e lateralmente al tubo, per ottenere un buon appoggio esente da vuoti e per impedire i cedimenti e gli spostamenti laterali. Nei tubi di grande diametro, di tipo flessibile, dovrà essere effettuato in forma sistematica il controllo dello stato di compattazione raggiunto del materiale di rinterro secondo le prove indicate nel capitolato speciale e le ulteriori prescrizioni del direttore dei lavori, tenuto conto che dovranno essere rispettati i limiti di deformazione previsti nel disciplinare di fornitura del capitolato speciale d'appalto.

Ove occorra il rinfianco potrà essere eseguito in conglomerato cementizio magro.

Saranno in ogni caso osservate le normative UNI esistenti nonché le indicazioni del costruttore del tubo.

3.10 *Il rinterro parziale*

Ultimate le operazioni di giunzione dei tubi ed il rinfianco, il tronco di con-

dotta eseguito dovrà essere sottoposto a prova idraulica, con pressione, durata e modalità stabilite in progetto in funzione delle caratteristiche della condotta (tipo di tubo e giunto, pressione di esercizio, classi di impiego). Il direttore dei lavori potrà richiedere l'assistenza della ditta fornitrice dei tubi.

Prima della prova dovrà accertarsi la stagionatura degli eventuali blocchi di ancoraggio e, se occorre, predisporre i contrasti necessari.

La prova, eseguita a giunti scoperti, fatta eccezione per i casi esposti al punto 3.9, sarà ritenuta d'esito positivo sulla scorta delle risultanze del grafico del manometro registratore ufficialmente tarato e dell'esame visivo dei giunti.

La prova idraulica verrà ripetuta dopo il rinterro definitivo indicato al successivo par. 3.11.

3.11 *Il rinterro definitivo*

Eseguita la prova idraulica si procederà al primo rinterro dei tratti di condotta ancora scoperti con le modalità ed i materiali stabiliti al punto 3.9.

Si dovrà quindi eseguire il rinterro definitivo impiegando materiali idonei disposti per strati successivi, spianati e accuratamente compattati dopo aver eliminato le pietre di maggiori dimensioni.

A rinterro ultimato, si avrà cura di effettuare gli opportuni ricarichi laddove si potessero manifestare assestamenti.

4. COLLAUDO

Nell'ambito del collaudo delle condotte verranno eseguite prove di tenuta secondo le prescrizioni indicate nel capitolato speciale di appalto.

Le pressioni di collaudo in campo, p_c, per le tubazioni con funzionamento a pressione sono riferite alla pressione di esercizio p_E: esse dovranno comunque risultare $p_c = 1,5 p_E$ (salvo maggiori valori indicati nel capitolato speciale di appalto), sempreché detto valore risulti superiore a $p_E + 2$ kgf/cm^2, valore limite inferiore per le pressioni p_c.

Le pressioni di collaudo in campo per le tubazioni con funzionamento non a pressione (fognature) sono riferite alle pressioni realizzabili tra l'asse della condotta ed il piano stradale o di campagna, per tratte caratterizzate da dislivelli non superiore a m 0,50 circa.

Le operazioni di collaudo in campo possono essere ordinate controllate e verbalizzate dal direttore dei lavori; i relativi documenti dovranno essere sottoposti all'esame del collaudatore per l'accettazione, fatta salva la facoltà di quest'ultimo, di richiedere la ripetizione delle prove prescritte.

Tabella I **Aquedotti** (*)

Materiale	Prova di riferimento	Modalità	Rapporto tra condizioni di lavoro e condizioni di riferimento
Acciaio saldato e non saldato	Prova per pressione interna o comportamento del materiale a trazione	UNI 6363/84 par. 9.7.1	
	Prova di schiacciamento o comportamento del *materiale a flessione*	UNI 6363/84 tubi saldati *par. 9.7.5/6* tubi senza saldatura par. 9.7.7	
Ghisa grigia	Prova per pressione interna	UNI 5336/69 par. 11.1	
	Prova di flessione su comportamento a flessione	UNI 5336/69 par. 11.2.2 par. 11.2.3	
Ghisa a grafite sferoidale	Prova per pressione interna	UNI ISO 2531/81 par. 16.2	
	Comportamento del materiale a trazione	UNI ISO 2531/81 par. 14	
PVC rigido non plastificato	Prova per pressione interna *T = 20°C, t = 1h* *T = 60°C, t = 1h* *T = 60°C, t = 1000h*	UNI 7448/75 par. 3.8	UNI 7441/75 par. 7
Polietilene ad alta densità	Prova per pressione interna	UNI 7611 par. 10	UNI 7611 par. 7
Amianto-cemento	Prova per pressione interna (scoppio)	UNI 4372/76, 4372A/76 par. 5.2 par. A5.2	UNI 4372/76, 4372A/76 par. 2.4 par. 2.2A
	Prove di flessione trasversale (rottura)	UNI 4372/76, 4372A/76 par. 5.3 par. A5.3	

Tabella I (*segue*)

Materiale	Prova di riferimento	Modalità	Rapporto tra condizioni di lavoro e condizioni di riferimento
Cemento armato (senza lamierino) (**)	Prova per pressione interna; rottura $p_r \leq p^* + 1{,}5$ $p^* \leq 3$ kgf/cm² ovvero $p_r \leq 1{,}5\ p^*$ ($p^* > 3$ kgf/cm²) Prova di flessione trasversale (fessurazione e rottura): fessurazione N, $65\ D$ kgf/m, rottura $N_r \geq 97.5\ D$ kgf/m (D diametro interno, cm)		$p_n/p_r \geq 0.67$ $p = 1 \div 4$ kgf/ cm² $p_n/p_r \leq 0.75$ $p > 4$ kgf/cm²
Cemento precompresso (senza lamierino) (**)	Prova per pressione interna, fessurazione: $pf^o \geq 1.25\ p^*$ (pf^o pressione fessurazione a deformazioni lente esaurite)	$p_n/p_r \leq 0.80$	

(*) Per adeguarsi alle grandezze del S.I. si ricordano le seguenti uguaglianze:
1 Newton = 1 kgf/9.81;
1 Pascal = 1 Newton/m².

(**) p* rappresenta il maggiore dei due espressi da p_n pressione nominale (punto 2.1.4.) e da p_c = pressione di collaudo in campo (par. 4). Le norme richiamate devono intendersi riferite all'anno indicato e ai successivi aggiornamenti.

Materiale	Prova di riferimento	Modalità	Rapporto tra condizioni di lavoro e condizioni di riferimento
PVC rigido non plastificato	Prova per pressione $T = 20°C$, $t = 1^h$ $T = 60°C$, $t = 1^h$ $T = 60°C$, $t = 1000^h$	UNI 7447/75 par. 9 UNI 7441/75 par. 10	
Polietilene ad alta densità (AD)	Prova per pressione interna $T = 20°C$, $t = 1^h$ $T = 80°C$, $t = 170^h$	UNI 7613 par. 9	
Amianto-cemento	Prova di flessione trasversale (rottura)	UNI 5341/76 par. 4.2 UNI A5341/76 par. 4.2	
Gres	Prova di flessione trasversale: rottura A) $N_r \geq 3.500\ 2.500\ 2.000$ D 10 ÷ 35 40 50 ÷ 80 B) $N_r \geq 4000$ D 60 ÷ 80 (A, B due serie costruttive; N_r carico minimo rottura kgf/m, D diametro interno cm)		

(*) Per adegurasi alle grandezze del S.I. si ricordano le seguenti uguaglianze:
1 Newton = 1 kgf/9.81;
1 Pascal = 1 Newton/m^2.
Le norme richiamate devono intendersi riferite all'anno indicato e ai successivi aggiornamenti.

Tabella III Pressione in Kgf/cm^2 (***)

Pressione idrostatica fino a	6	6 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30
Sovrappressione di colpo d'ariete	3	3 ÷ 4	4 ÷ 5	5 ÷ 6

(***) Per adeguarsi alle grandezze del S.I. si ricordano le seguenti uguaglianze:
1 Newton = 1 kgf/9.81;
1 Pascal = 1 Newton/m^2.

NOTE

NOTE

NOTE

NOTE

NOTE

NOTE

NOTE

NELLE EDIZIONI HOEPLI

Azelio AZZARELLI
La nuova direzione dei lavori in edilizia, 6ª edizione
Pagine XXVIII-900, con 216 tavole

Carlo CESTELLI GUIDI
Cemento armato precompresso, 7ª edizione
Pagine XXIV-832, con 568 figure

Carlo CESTELLI GUIDI
Geotecnica e tecnica delle fondazioni, 8ª edizione
Vol. I: Pagine XXXII-864, con 552 figure e 43 tabelle
Vol. II: Pagine XXXII-1008, con 666 figure e 36 tabelle

Guido CHIESA
Pozzi per acqua, 2ª edizione
Pagine XIV-562, con 344 figure e 83 tavole

Mario COLLEPARDI
Scienza e tecnologia del calcestruzzo
Pagine XII-556, con 260 figure e 73 tabelle

Nuovo COLOMBO
Manuale dell'ingegnere, 83ª edizione
Vol. I: Pagine XVIII-2190, con 1306 figure e 721 tabelle
Vol. II: Pagine VI-1826, con 1026 figure e 553 tabelle
Vol. III: Pagine VI-1802, con 1235 figure e 625 tabelle
Vol. IV: Pagine VI-218, indice analitico di 16.000 voci

Giovanni FALCHI DELITALA
Calcolo delle sezioni in cemento armato
Pagine XXII-754, con 105 figure

Renaud FAVRE et al.
Progettare in calcestruzzo armato
Pagine XVIII-428, con 313 figure

François FREY
Statica applicata
Pagine XVIII-282, con 379 figure e 196 esercizi

Nuovo GASPARRELLI
Manuale del geometra, 21ª edizione
Pagine XII-2664, con 1129 figure, 498 tabelle, indice analitico e 2 dischi da 3,5″

Wilfried KURZ, Jean-Paul MERCIER e Gérald ZAMBELLI
Introduzione alla scienza dei materiali
Pagine XVI-416, con numerose figure e tabelle

Sisto MASTRODICASA
Dissesti statici delle strutture edilizie, 9ª edizione
Pagine XXX-876, con 130 figure, 21 tabelle e 39 disegni

Ernst NEUFERT
Enciclopedia pratica per progettare e costruire, 7ª edizione
Pagine XIV-658, con oltre 5000 figure e tabelle

Renato SANSONI
Cedimenti e consolidamenti di fondazioni
Pagine XVIII-302, con 190 figure e 31 tabelle

Renato SANSONI
Pali e fondazioni su pali, 4ª edizione
Pagine XXVIII-626, con 397 figure e 69 tabelle

Luigi SANTARELLA
Il cemento armato, 21ª edizione
Pagine XXVI-932, con 521 figure e 60 tabelle

Luigi SANTARELLA
Prontuario del cemento armato, 36ª edizione
Pagine XXX-1058, con numerose figure e tabelle

René WALTHER e Manfred MIEHLBRADT
Progettare in calcestruzzo armato
Pagine XXII-392, con 346 figure

DIZIONARI TECNICI HOEPLI

Renzo DENTI
Dizionario tecnico italiano-francese e francese-italiano, 5ª edizione
Pagine XX-1304

Acustica - Aeronautica - Arti grafiche - Astronautica - Automobile - Calcolatori elettronici - Chimica - Controllo numerico - Corrosione - Costruzioni - Elettricità - Elettronica - Elettrotecnica - Ferrovie - Fisica - Fisica atomica - Fonderia - Geologia - Idraulica - Industria petrolifera - Informatica - Legname - Macchine utensili ed accessori - Materie plastiche - Meccanica - Metallurgia - Mineralogia - Miniere - Motori - Ottica - Radio - Robotica industriale - Saldatura - Siderurgia - Televisione - Trasporti - Trattamenti dei materiali - Utensili, ecc.

Renzo DENTI
Dizionario tecnico italiano-inglese e inglese-italiano, 11ª edizione
Pagine XVI-2024

Acustica - Aeronautica - Astronautica - Audio - Automazione - Automobili - Calcolatori elettronici - Chimica - Cinema - Controllo numerico - Elettronica - Elettrotecnica - Ferrovie - Fisica - Fisica nucleare - Galvanotecnica - Geologia - Illuminazione - Industria molitoria - Industria petrolifera - Informatica - Ingegneria civile - Legname - Macchine utensili - Materie plastiche - Meccanica - Metallurgia - Mineralogia - Miniere - Nautica - Orologeria - Ottica - Radar - Radio - Siderurgia - Stampa - Telefonia - Telegrafia - Televisione - Tessili - Trasporti - Vernici, pitture e colori.

Giorgio MAROLLI
Dizionario tecnico inglese-italiano e italiano-inglese, 13ª edizione
Pagine XXII-1962

Questa tredicesima edizione, **completamente riveduta e aggiornata**, comprende oltre 195.000 voci complessive e un'appendice di tavole di equivalenza tra unità di misura metriche e inglesi accompagnate da pratici prontuari numerici di corrispondenza dei valori. In allegato: 42 tavole fuori testo, raccolte in apposita custodia, con didascalie bilingui.

Alice MEYER e Salvatore ORLANDO
Dizionario tecnico italiano-tedesco e tedesco-italiano, 6ª edizione

Parte I: **Italiano-tedesco**, pagine XII-1348

Parte II: **Tedesco-italiano**, pagine XII-1568

Due volumi inseparabili, raccolti in astuccio

Architettura - Armi atomiche e convenzionali - Arte conciaria e mineraria - Attrezzi - Aviazione - Chimica - Cinematografia - Elettricità - Elettronica - Eliotecnica - Energia solare - Ferrovie - Fisica - Fotografia - Geologia - Idraulica - Industrie tecniche - Ingegneria - Legname - Macchine utensili - Marina - Meccanica - Metallurgia - Mineralogia - Missilistica - Motori - Ottica - Radiotecnica e TV - Reattori nucleari - Scienza delle costruzioni - Tecnica e voli spaziali - Utensileria.

Questo volume costituisce una guida completa e dettagliata degli aspetti teorici e applicativi connessi alla progettazione specifica degli acquedotti.
La trattazione si sofferma in particolare sui criteri di progettazione e sui problemi relativi alla realizzazione delle opere. Lo sviluppo degli aspetti matematici, condotto in maniera rigorosa, è stato limitato all'indispensabile facendo uso di algoritmi molto semplici per agevolare la comprensione.
I concetti principali vengono puntualmente chiariti con esemplificazioni numeriche che rappresentano le applicazioni della teoria.
L'opera si rivolge non solo ai professionisti, studiosi e tecnici che operano nel settore degli acquedotti, ma anche agli studenti dei corsi di Laurea in Ingegneria civile e Ingegneria ambientale.

Indice. I fabbisogni idropotabili - La qualità dell'acqua per uso potabile - Le fonti di approvvigionamento idrico per uso potabile e le opere di captazione - Le tubazioni per acquedotto - Il dimensionamento delle condotte esterne di adduzione - Le apparecchiature installate lungo le tubazioni - Problemi di progetto delle condotte di adduzione e criteri di scelta del tracciato - Le opere d'arte sulle condotte adduttrici - Gli ancoraggi e le murature di contrasto delle tubazioni - Gli impianti di sollevamento e i fenomeni di moto vario - Le reti urbane di distribuzione - I serbatoi urbani - Sistemi di telecontrollo e metodi di riabilitazione delle tubazioni. Appendice: Norme tecniche relative alle tubazioni.

Valerio Milano, laureato in Ingegneria civile idraulica presso l'Università degli Studi di Pisa, è professore di Costruzioni Idrauliche presso la stessa Università. Ha svolto ampia attività scientifica nel campo delle costruzioni idrauliche e si è occupato del settore acquedottistico anche in ambito professionale come consulente e progettista.

ISBN 88-203-2292-7
9 788820 322922

L. 78 000

V. MILANO

ACQUEDOTTI

HOEPLI